INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUIRTECTURA

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO ESTRUCTURADO CON EL SISTEMA LOSA PLANA EN ZONA I DEL D.F. BAJO USO DE SOFTWARE DE DISEÑO (STAAD Pro. 2007 Y ETABS V.9.0)"

TESIS

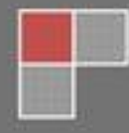
QUE COMO UNO DE LOS REQUISISTOS PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JORGE RAUDEL ALVARADO LEMOLLE

MÉXICO D.F SEPTIEMBRE 2008



AGRADECIMIENTOS

Este trabajo y la culminación de mi carrera profesional se los quiero agradecer a todas las personas que a lo largo de mi vida y en etapas importantes estuvieron y están conmigo para apoyarme.

Todo el amor, el apoyo, la paciencia, las desveladas, y los esfuerzos para conseguir lo que necesite durante la parte académica de mi carrera se los agradezco a esos seres maravillosos que me brindaron la vida.

Mi madre Silvia Le molle García, quien pese a todas las adversidades siempre me ha impulsado a concluir mis cometidos, y aunque tuvimos diferencias en algunas cosas por mi ímpetu juvenil nunca me abandono y supo portarse a la altura de las circunstancias, GRACIAS MAMA y aunque no lo digo siempre TE AMO.

A mi padre Jorge de Jesús Alvarado Zamudio, quien siempre ha tratado de darme lo que necesito y de quien he aprendido aspectos importantes, como la perseverancia y hacer bien el trabajo. Papa quiero darte las GRACIAS y decirte que TE AMO.

Mis hermanos que siempre hemos sido muy diferentes pero que el cariño y el apoyo han sido mutuos. Espero que mi trabajo y mi carrera sean un ejemplo a seguir para ustedes, así como todas las cosas positivas que tengo, y que mis errores también les sirvan para crecer.

A ti Israel Alvarado Le molle, que a tu forma me supiste apoyar, y que de ti espero lo mejor, ya que siempre hemos sido capaces de vencer los retos y superarnos, tengo mucha fe en ti.

A ti Ismael Alvarado Le molle, aunque siendo el menor, también a tu forma me ayudaste, pero mas que nada quiero que mi ejemplo te sirva y que llegues mas lejos, tienes la capacidad.

De manera especial quiero darle las gracias al ser que cambio mi vida desde que llego, y que me ha ayudado a pulir mi persona en múltiples aspectos, y aunque no estuvo conmigo toda la carrera, me ha impulsado ha terminar y cerrar este ciclo, y comenzar con otros, que siempre me esta apoyando y es la persona que siempre espere para ser un ser completo, si, estoy hablando de ti mi niña hermosa, a ti Abigail Navarrete López, GRACIAS por amarme, y sabes que TE AMO.

Por ultimo no puedo dejar de mencionar a esas personas que me brindaron toda su experiencia, su tiempo y dedicación, lo cual es uno de los pilares principales de la formación de todo profesionista y que sin ellos el camino se hace difícil a través del conocimiento, a mis mentores, mis queridos profesores, que a largo del camino han cambiado, pero el objetivo de todos y cada uno de ellos lo veo recompensado en esta etapa de mi vida. En especial a mi asesor el Ingeniero José Eduardo Gutiérrez Martínez, quien fue mi guía en este trabajo y del cual me llevo más que su conocimiento, me llevo un gesto de amistad, GRACIAS MAESTRO.

ÍNDICE **Pág.**

Introducción..... I

1.- ESTRUCTURACIÓN CON LOSAS PLANAS..... 1
1.1.- Descripción del sistema..... 2
1.2.- Comportamiento del sistema..... 6
1.3.- Métodos de análisis..... 8

2.- ANTECEDENTES..... 20
2.1.- Antecedentes..... 21

3.- PROYECTO..... 24
3.1.- Características arquitectónicas..... 25
3.2.- Consideraciones y parámetros de diseño..... 26
3.3.- Revisión de la estructura por regularidad..... 30

4.- DESARROLLO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL..... 33
4.1.- Datos del proyecto..... 34
4.2.- Estructuración del edificio..... 35
4.3.- Predimensionamiento..... 37
4.3.1.- Cálculo del peralte aligerado..... 37
4.3.2.- Ábacos y nervaduras..... 41
4.3.3.- Columnas..... 44

5.- MODELAMIENTO EN AMBOS PROGRAMAS..... 47
5.1.- Modelado en STAAD Pro. 2007..... 48
5.2.- Modelado en ETABS V.9.0..... 53

6.- COMPARATIVA DE RESULTADOS..... 60
6.1.- Comparativa de resultados y comportamiento de la estructura en ambos programas..... 61
6.2.- Revisión por cortante basal..... 80
6.3.- Cálculo del peso del edificio a mano..... 80
6.4.- Revisión por desplazamientos..... 81

7.- DISEÑO DEL EDIFICIO..... 82
7.1.- Revisión de cortante por penetración..... 83
7.2.- Diseño por flexión..... 86
7.2.1.- Ábacos..... 86
7.2.2.- Nervaduras..... 93
7.3.- Diseño por cortante en nervaduras..... 111
7.4.- Diseño de columnas..... 126
7.4.1.- Por flexión..... 126
7.4.2.- Por cortante..... 148

8.- CONCLUSIONES..... 161

BIBLIOGRAFÍA..... 163

ANEXOS..... 165
A.1.- Planos estructurales..... 166

INTRODUCCIÓN

En esta tesis el objeto de estudio es el análisis y diseño de una edificación de 4 niveles ubicado en zona I estructurado con el sistema de losas planas. Dicho sistema fue utilizado antes del sismo de 1985 en edificios de uso departamental y oficinas; después de este se hicieron modificaciones al reglamento para asegurar un mejor comportamiento.

En el primer capítulo se describe el sistema y las diferentes opciones para su constitución, ya que se puede estructurar solo con la losa y las columnas ó con sus elementos complementarios (ábacos y capiteles); en este caso elegí hacerlo con losa aligerada y ábacos macizos de concreto.

En el segundo capítulo se hace una breve recopilación de antecedentes históricos, como las causas principales de las fallas en el sismo de 1985 y los mecanismos o efectos producidos a este sistema (cortante por penetración de la columna en la losa y flexión de las zonas adyacentes a la periferia de la columna).

En el capítulo tercero se habla del proyecto a realizar, una general descripción arquitectónica, los parámetros y condiciones de diseño, revisión de las condiciones de regularidad, todo esto de acuerdo con lo establecido en las normas técnicas correspondientes.

El cuarto capítulo trata del desarrollo del proyecto estructural. Se resumen los datos generales como superficies, claros, crujías y alturas; enseguida se propone la estructuración y se predimensiona en base al reglamento vigente.

Una vez obtenida la estructura predimensionada, en el capítulo quinto se expone el proceso de modelado en los programas de análisis seleccionados (STAAD Pro. 2007 y ETABS V.9.0). En ambos el proceso fue distinto, ya que el ETABS V.9.0 contiene platillas de ayuda para modelar, y en el STAAD Pro 2007 se creó la losa plana elemento por elemento.

Ya con ambos modelos analizados, en el capítulo sexto se hace una comparativa de resultados, que contempla desde los aspectos fundamentales como son el periodo natural del edificio, la descarga de servicio y los desplazamientos, hasta los elementos mecánicos resultantes de las combinaciones de diseño tanto estáticas como sísmicas.

Finalmente se hace el diseño del edificio, optando por los resultados del programa STAAD Pro 2007, dado que para la selección y manejo de resultados este programa presenta una mayor facilidad y rapidez en comparación con el otro programa. Se diseñan todos los elementos de la estructura, comenzando con los ábacos que son los que presentan el mayor efecto y problema del sistema (cortante por penetración), que en su mayoría rige el diseño, pasando por las nervaduras y finalizando en las columnas, todo esto en el séptimo capítulo.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se requiere tener un análisis más concreto para el diseño de estructuras a base de losas planas, dado que el reglamento solo contiene 2 criterios como son el método directo y el de la estructura equivalente, y en ninguno de ellos se consideran los efectos para todos los miembros que compone el sistema, haciendo el diseño más general y no se optimizan los armados.

En este trabajo se pretende modelar la estructura en 2 software de análisis, la cuestión es la siguiente ¿se puede conseguir un diseño más optimo, tomando como base que las diferencias de los resultados al modelar la estructura en los programas serán pequeñas, dando pie a un análisis más confiable?

HIPÓTESIS

Para responder a la cuestión se plantea lo siguiente:

- Si, al realizar el análisis comparativo, derivado de generar la estructura en los 2 programas con procesos distintos, se obtendrán resultados con diferencias mínimas, haciéndolos más confiables, con lo cual se tendrá un diseño más óptimo, ya que se conocerán los efectos para cada miembro del sistema.

OBJETIVO PRINCIPAL

Tener un diseño más óptimo de la estructura, conociendo los efectos de cada componente, asegurando su buen comportamiento y cumpliendo con la normatividad correspondiente.

OBJETIVOS SECUNDARIOS

- Modelar la estructura en ambos programas, tomando un proceso diferente para cada modelo.
- Aplicar de manera eficiente el método del análisis comparativo.
- Realizar una comparativa de resultados entre ambos programas.
- Tomar conclusiones de la comparativa, calibrando con un cálculo teórico de ciertos aspectos.
- Revisar conforme al reglamento el análisis y diseño del edificio.

VARIABLES DE TRABAJO

En este caso, dichas variables son los resultados derivados del análisis comparativo.

VARIABLES DEPENDIENTES

- Rigidez
- Periodos del edificio
- Elementos mecánicos

- Desplazamientos
- Masas
- Modos de vibración
- Cortantes basales (dinámicos y estáticos)
- Esfuerzos en placas.

VARIABLES INDEPENDIENTES

- Peso teórico del edificio
- Análisis sísmico estático
- Desplazamientos admisibles.

JUSTIFICACIÓN

El motivo para realizar un trabajo de este tipo sobre estructuras, fue que mi especialización u opción terminal de la licenciatura de ingeniería civil es en infraestructura suburbana enfocada a las estructuras, además de que el tema es interesante ya que se aplican conocimientos como el análisis comparativo y se reafirman otros como el diseño de elementos de concreto, sin dejar de mencionar que siempre he tenido afinidad con las materias relacionadas con la física y el comportamiento de las estructuras.

DELIMITACIÓN DEL TEMA

Realizar el análisis y diseño de un edificio de 4 niveles ubicado en zona I, estructurado a base de losa plana aligerada con ábacos, sin incluir diseño de cimentación.

METODOLOGÍA

Por principio el trabajo es documental, ya que se está trabajando sobre un tema que no es nuevo pero que se le ha dado poco seguimiento; y primordialmente es inductivo, ya que a través de los resultados derivados del proceso de análisis y diseño se llegaran a conclusiones generales.

CAPÍTULO I "ESTRUCTURACIÓN CON LOSAS PLANAS"

1.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

- DEFINICIÓN:

Losa plana:

1.- Sistema estructural formado a base de losas y columnas sin la intervención de trabes principales de apoyo.

2.- "*Son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas sin la intermediación de vigas*".[1]

3.- "*Son aquellas que transmiten la carga directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas*".[2]

Este sistema estructural tiene la función de proporcionar el cuerpo a la edificación, formando marcos sin la utilización de trabes principales, lo que hace particular a este sistema y lo distingue de la estructuración a base de marcos rígidos de concreto los cuales son conformados por columnas, trabes principales y vigas secundarias de apoyo.

Este sistema puede conformarse por la losa y las columnas (Figura 1.a), pero también existen elementos de apoyo que ayudan al sistema a comportarse de una mejor manera, estos elementos son ampliaciones de los 2 componentes principales. (Figuras 1.b, 1.c, 1.d)

El primero es el ***capitel***, el cual forma parte de la columna y se encuentra en su parte superior, este hace contacto con la losa ó con el ábaco en el caso de requerirlo, la forma del capitel es cónica, y debe formar un ángulo no mayor a 45° medido a partir del eje de la columna, ensayes realizados indican que el generar un ángulo mayor solo representa un desperdicio, ya que la porción que sobresale de dicho ángulo ya no trabaja. Su función principal es la de aumentar el perímetro de la sección crítica en ***cortante por penetración***, ya que esta acción es la que rige en muchas ocasiones el dimensionamiento de la losa. (Figura 2.a)

El otro elemento complementario del sistema es el ***ábaco***, el cual forma parte de la losa y es de forma rectangular o cuadrada, es de mayor peralte y se encuentra en la parte donde se conecta con la columna o capitel. Su función es aumentar el peralte en la sección crítica donde se presente el cortante por penetración y el momento flexionante. Se recomienda que sus dimensiones en planta no sean menores que 1/6 del claro en la dirección considerada a cada lado del eje de columnas.

La proyección del ábaco por debajo de la losa debe quedar comprendida en ciertos límites: El mínimo es tal que el peralte efectivo del ábaco sea por lo menos 1.3 veces el peralte efectivo de la losa y el máximo 1.5 veces. (Figura 2.b)

---

[1] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 589.

[2] Gobierno del distrito federal, Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto 2004, décimo cuarta época, tomo I No. 103-BIS, Pág. 165

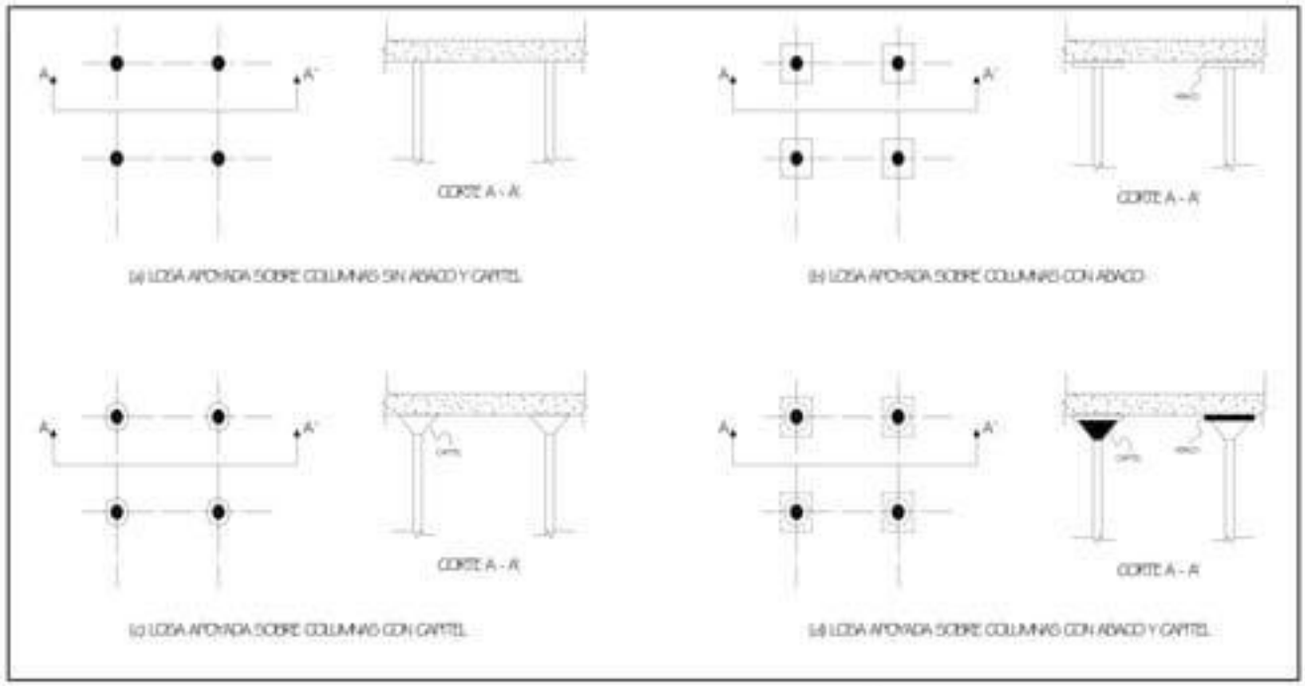


Figura 1. Distintos tipos de losas planas.[3]

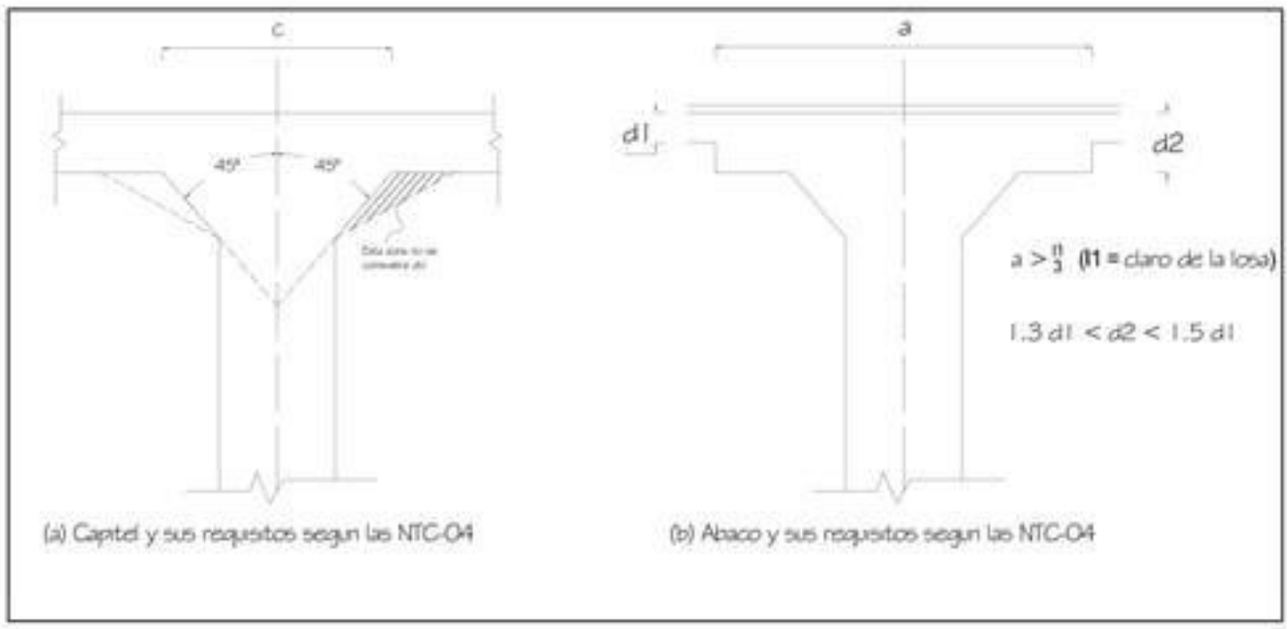


Figura 2. Requisitos para capiteles y ábacos según las NTC-04.[4]

[3] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 589.
[4] Ibídem, Pág. 590.

El sistema de piso que compone a la *losa plana* puede ser de losa maciza, como en las casas habitación, o de losa reticular, comúnmente usado en edificios, formado por nervaduras que proporcionan la ventaja de tener un mayor peralte con menor volumen de concreto.

Para la opción de losa plana con sistema de piso reticular se tienen las siguientes recomendaciones:

- Las placas aligeradas deben llevar ábacos macizos alrededor de las columnas, especialmente para poder resistir de manera adecuada el cortante por penetración. Se recomienda que estos ábacos tengan una dimensión mínima de 1/6 del claro correspondiente, medida desde el eje de las columnas, o de 2.5 h, medida desde el paño de la columna, con el objeto de que el cono potencial de falla no atraviese huecos ni casetones. (figura 3.a)

- En el caso de llevar volados, estos deben de rematar en una viga maciza cuyo ancho sea por lo menos igual al espesor de la losa o 25cm. (figura 3.b)

- La longitud de dicho volado no debe ser mayor de 10 veces el espesor del mismo elemento.(figura 3.c)

- En la parte superior de la losa sobre los casetones debe de existir un firme de concreto el cual su espesor no será menor de 3cm o de 5cm, si es que existen cargas concentradas elevadas. (figura 3.d)

- La distancia entre nervaduras centro a centro no debe ser mayor de 1m o de 1/8 del claro, la menor de estas 2 medidas. (figura 3.e)

Para facilitar el diseño se acostumbra dividir la losa en tableros delimitados por las columnas y la losa, estos tableros a su vez se dividen en franjas de la siguiente manera:

- 2 franjas de borde o columnas las cuales corresponden a ¼ del claro en el sentido largo. (figura 4)
- 1 franja central la cual corresponde a ½ del claro en el sentido largo.

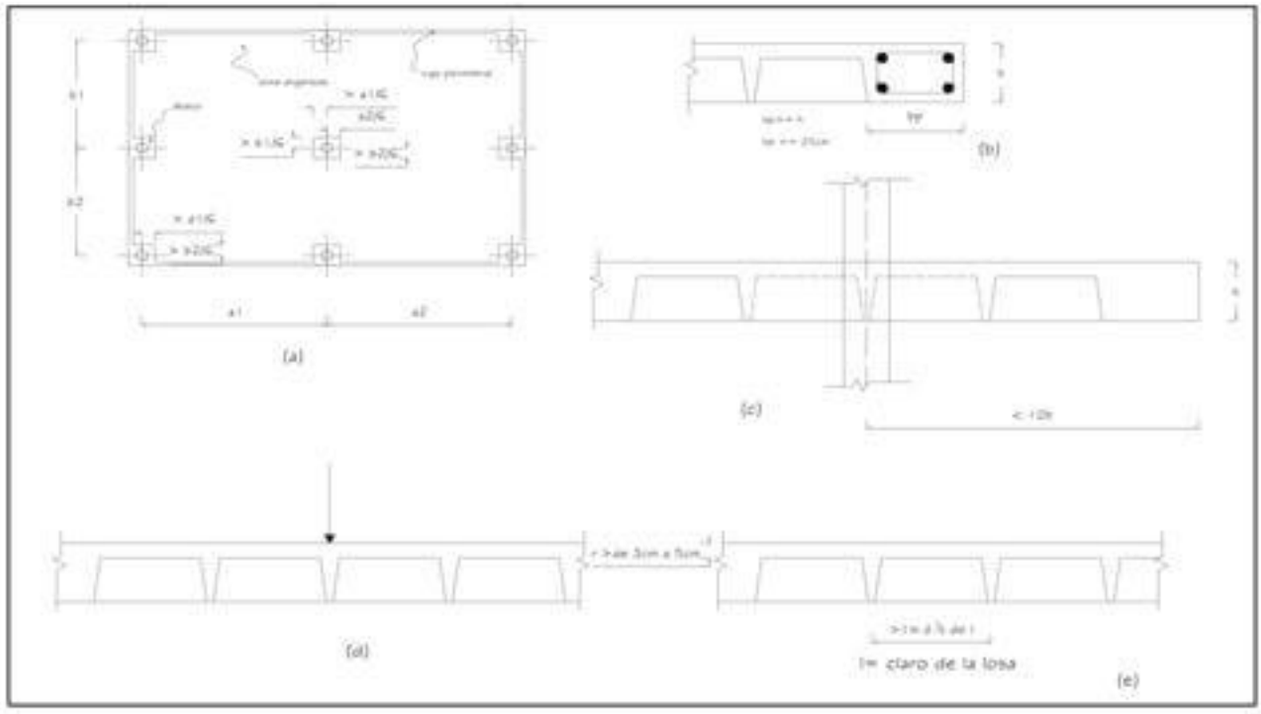


FIGURA 3 Recomendaciones para ábacos, vigas perimetrales y volados en losas[5]

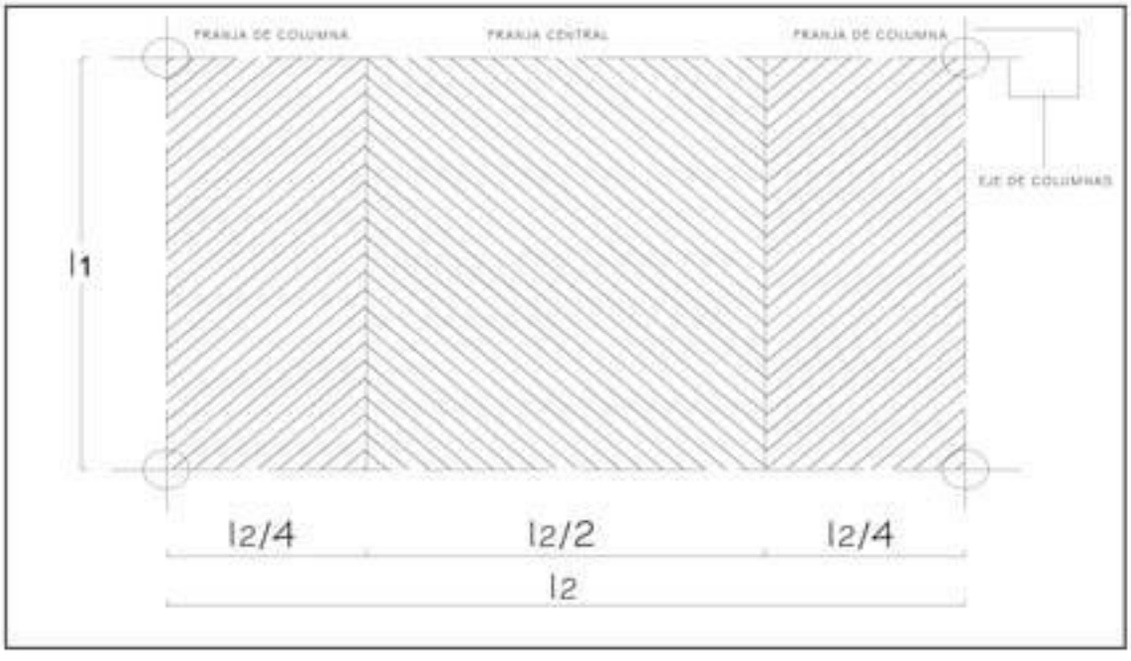


Figura 4. Distribución de franjas.[6]

[5] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 591.
[6] Loc. Cit.

1.2. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA

Las losas planas pueden fallar por ***cortante por penetración*** o por ***flexión***, el primer tipo de falla consiste en lo siguiente:

- La penetración de la columna en la losa formando una pirámide trunca o cono.

Para este tipo de falla se han realizado ensayes y se ha determinado que si se tiene un elemento relativamente esbelto y dúctil, se pueden cumplir las 3 etapas de desarrollo de la misma, mostradas en la gráfica de la parte inferior y descrita de la manera siguiente:

ETAPAS CARGA DEFORMACIÓN[7]:

1. Del origen al punto A. En esta etapa el comportamiento es aproximadamente lineal, hasta que se presentan los primeros agrietamientos en la cara de tensión de la losa.

2. En esta etapa, comprendida entre los puntos A y B, se alcanza la primera fluencia del refuerzo horizontal de tensión y el agrietamiento se extiende por la losa. Simultáneamente pueden presentarse grietas inclinadas que van del acero de tensión hacia la periferia de la superficie cargada, formando una pirámide o cono truncado alrededor de esta superficie.

3. Al final de esta etapa se alcanza la resistencia (punto C) y se produce el colapso final por penetración de la columna a través de la losa, con una superficie de falla en forma de pirámide o cono truncado.

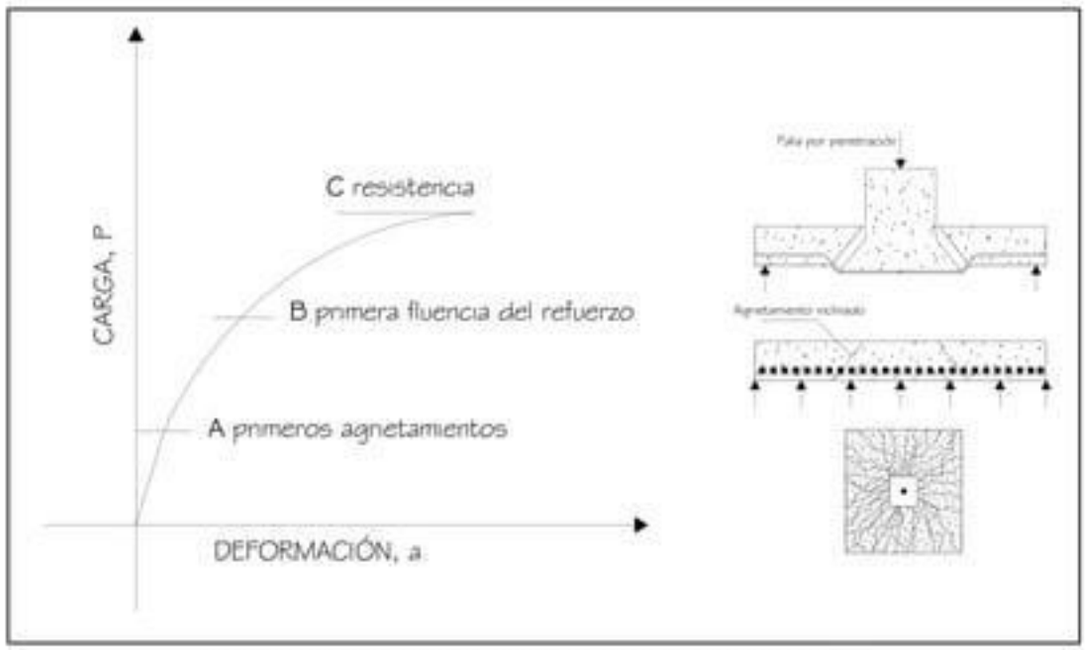


Figura 5. Característica carga-deformación de una zapata.[8]

[7] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 168-169
[8] Ibidem. Pág. 168.

Dependiendo de la relación entre el claro y el peralte de la losa, o de la relación entre el área de la losa y el área de la superficie de la aplicación de la carga y de la cantidad de acero longitudinal de flexión, la falla por penetración puede presentarse antes o después de que fluya el acero longitudinal. En otras palabras, en una losa con poca relación de esbeltez y con mucho acero longitudinal no se podrán desarrollar más que las etapas 0-A y AB de la curva de la gráfica anterior. Incluso, puede suceder que la columna perfore la losa antes de que alcance el punto B, aunque este caso es poco probable para las dimensiones utilizadas en la práctica.

Cuando el colapso por perforación se presenta después de que la losa ha sufrido un agrietamiento considerable, y después de que el acero longitudinal ha fluido, el tipo de falla puede clasificarse como de ***flexión*** y se caracteriza por una deformación importante. Independientemente de la magnitud de la deformación de la falla, el colapso final se presenta siempre por perforación de la columna a través de la losa, y la superficie de falla tiene la forma de pirámide o cono truncado. Lo anterior indica que existe siempre una etapa previa al colapso final, en la cual se desarrollan grietas inclinadas alrededor de la superficie cargada, hasta que se forma una superficie de falla.

Los esfuerzos nominales correspondientes a la resistencia de un elemento de este tipo, son, en general, mayores que para una viga, debido principalmente al efecto del ancho del elemento y a que el concreto alrededor de la superficie cargada está sujeto a compresiones normales en dos direcciones, que le proporciona un cierto confinamiento lateral.

También se han realizado ensayes en especimenes como el mostrado en la figura 6.a, que simulan la conexión de una losa plana o de una zapata con una columna de borde. En este caso, además de carga axial, se transfiere un momento flexionante de la losa a la columna, por lo que el elemento en cuestión se encuentra sometido a solicitaciones más severas que cuando solo existe carga axial.

Aunque puedan desarrollarse las tres etapas de carga mencionadas anteriormente, la configuración de agrietamiento difiere debido a la existencia de un borde libre en la losa. En la figura 6.b se muestra el estado típico de agrietamiento al producirse la falla en este tipo de elementos. Puede verse que se desarrollan también grietas de torsión originadas por la transferencia de momento flexionante.

Un caso intermedio entre los dos presentados es el de una columna interior conectada a una losa que tiene momentos flexionantes diferentes a ambos lados de la columna. El momento flexionante que se transfiere de la losa a la columna es la diferencia entre los dos momentos flexionantes. La pirámide o cono truncado no resulta simétrico, y el grado de asimetría depende de la relación entre la carga axial y el momento flexionante transferido.

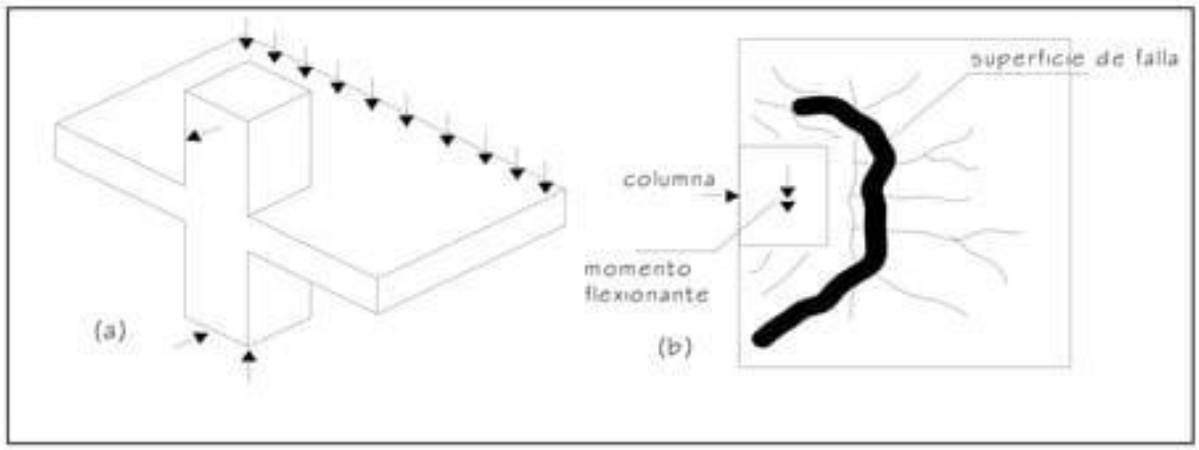


Figura 6. Espécimen de ensaye y configuración de agrietamiento en una losa conectada a una columna de borde.[9]

El segundo tipo de falla se clasifica como de ***flexión,*** y consisten en lo siguiente[10]:

- Deformaciones de gran magnitud debido al momento flexionante tanto en la losa como en la columna.

Este tipo de fallas ocurren generalmente después de que las losas experimentan grandes deformaciones y de que el acero de refuerzo fluye en varias zonas, ya que estas son estructuras sub-reforzadas.

Existen dos configuraciones básicas de agrietamiento:

- En una, las grietas se forman en la cara superior de la losa a lo largo de los ejes de la columna y en la cara inferior a lo largo de los ejes centrales.

- En la otra configuración se forman grietas radiales que parten de las columnas en la cara superior de la losa y grietas circunferenciales en la cara inferior.(figura 6.b)

[9] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 169
[10] Ibidem Pág. 591

1.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Para el análisis y diseño de losas planas existen dos métodos comprobados, los cuales han tenido adecuaciones gracias a las experiencias vividas en el sismo de 1985 y pruebas de laboratorio en los institutos de ingeniería de este país:

1). MÉTODO DIRECTO

2). MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE (NTC-2004)

El primero de estos métodos se basa en los principios básicos de la estática utilizando un momento total resultado del análisis de los momentos de los extremos y central de una viga considerándola simplemente apoyada.

El principio de este análisis parte de lo siguiente[11]:

Considérese un tablero de losa plana (figura 7.a), sujeto a una carga uniformemente distribuida la cual llamaremos ***W*** por unidad de área. Si el tablero se aísla del resto de la losa a lo largo de los ejes A-C y B-D y se considera como una viga ancha de claro l_1 y ancho l_2, esta viga quedaría sujeta a una carga uniformemente distribuida de magnitud Wl_2 por unidad de longitud (figura 7.b). En la figura 7.c se muestra el diagrama de momentos de la viga ancha; el momento M_{A-B} es del apoyo del lado izquierdo, y el momento M_{C-D} es el del apoyo derecho, y el momento en la zona central lo llamaremos M_{E-F}. Es un principio conocido en la estática que la suma de momentos en una viga continua, en la que intervienen el momento positivo al centro del claro y el promedio de los negativos en los apoyos, es igual al momento en el centro del claro de una viga simplemente apoyada. Este momento se conoce como ***MOMENTO ESTÁTICO TOTAL*** (M_o) (figura 7.c). Y este momento tiene como valor:

$$M_o = M_{E-F} + \frac{M_{A-B} + M_{C-D}}{2} = \frac{(Wl_2)(l_1^2)}{8}$$

Ya que Wl_2 es la carga por unidad longitud y l_1 es el claro de la viga.

La ecuación anterior permite calcular el momento estático total, pero no indica cómo se distribuye este momento a lo largo de la losa. No permite por ejemplo saber el valor de los momentos en los extremos (negativos), y en el centro de la losa (positivo). Tampoco permite conocer la distribución de cada uno de los tres momentos a lo ancho del tablero, l_2.

El momento M_{A-B} alcanza su valor máximo en el eje de las columnas y su valor mínimo en el centro del claro, en virtud de que la losa se encuentra restringida contra giro, tiene mayor rigidez flexionante, en el eje de las columnas. Por lo tanto los momentos se distribuyen a lo ancho del tablero de forma aproximada en línea curva (figura 7.d). Lo mismo sucede con los otros dos momentos.

[11] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 592

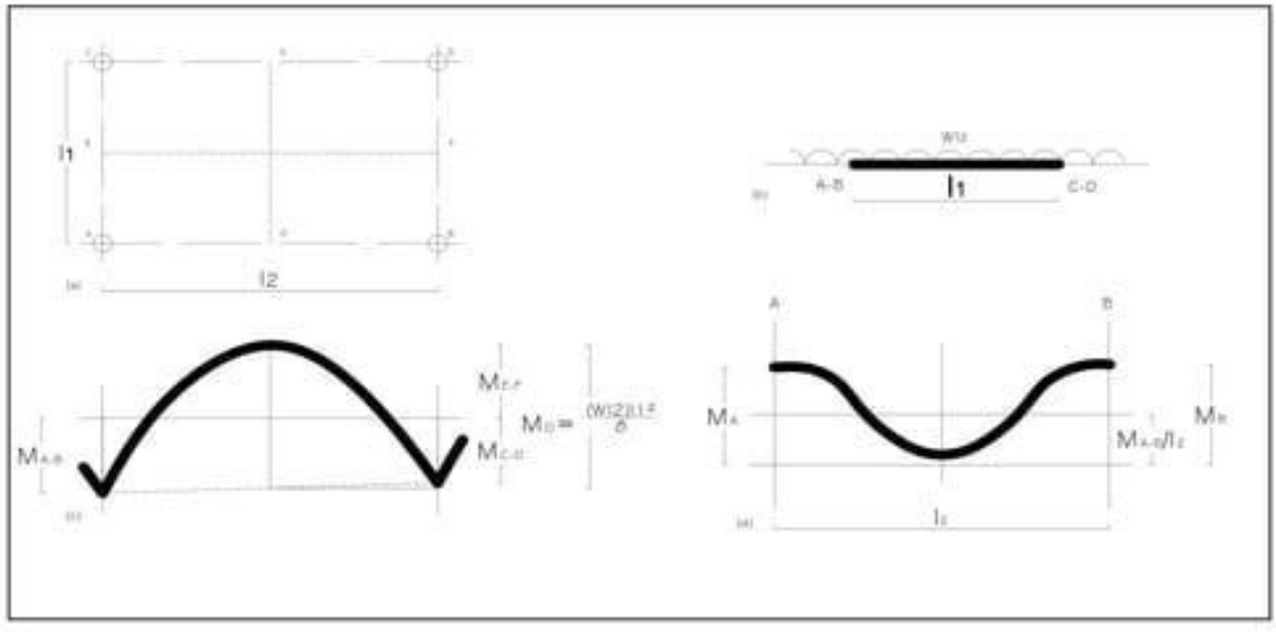


Figura 7. Momento estático total en un tablero de losa[12]

El método directo de diseño de losas planas consiste básicamente en los siguientes pasos:

a) Ajustar el cálculo del momento estático total para tomar en cuenta que los apoyos mostrados en la figura 7.d no son puntuales.

b) Distribuir el momento estático total entre los momentos $M_{A\text{-}B}$ y $M_{C\text{-}D}$ (negativos), y el momento $M_{E\text{-}F}$ (positivo). (figura 7.c).

c) Distribuir cada uno de los tres momentos anteriores a lo ancho del tablero.

Para cada uno de los tres pasos, el método directo utiliza coeficientes obtenidos principalmente en forma experimental.

En la figura 7 se ha obtenido el momento estático total considerando que el tablero de losa se ha sustituido por una viga ancha de claro l_1 y de ancho l_2. El mismo razonamiento puede hacerse considerando ahora que el tablero de losa se cambia por una viga de claro l_2 y de ancho l_1. Esto se hace con el fin de analizar y distribuir los momentos en ambas direcciones. Además se debe utilizar en cada una de ellas la carga total W por unidad de área.

[12] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 592

METODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE (NTC-2004)[13]

Este método consiste en dividir la estructura en marcos equivalentes, cuyas columnas son propias de la estructura, y las trabes son franjas de losa comprendidas entre las líneas medias de los tableros adyacentes (figura 8). Así en el eje 2 de la estructura mostrada, la trabe del marco será una franja de losa cuyo ancho está definido por [(a1/2)+ (a2/2)]. En el eje B la franja tendrá un ancho [(b1/2)+ (b2/2)]. Los marcos deben considerarse en dos direcciones, y debe aplicarse la carga total de la franja en cada marco, axial en el marco B se tendrá un carga por unidad de longitud W [(b1/2)+ (b2/2)], siendo W la carga por unidad de área; y en el marco del eje 2 se tendrá una carga W [(a1/2)+ (a2/2)]. Además de la carga vertical los marcos estarán sujetos a fuerzas horizontales.

Uno de los problemas más complicados en dicho método consiste estimar la rigidez a flexión de las trabes del marco, que son las franjas de losa, de un ancho mucho mayor que la sección transversal de las columnas. A diferencia de los marcos rígidos constituidos por vigas y columnas, en el sistema de losas planas la rigidez de las vigas no está concentrada en el eje de las columnas; la rigidez de la losa es mayor en el eje de columnas y va disminuyendo hacia los extremos de las franjas mostradas en la figura 8. Otra complicación radica en que el comportamiento de los sistemas de losa plana es diferente bajo cargas verticales y bajo cargas laterales. Se ha visto que bajo cargas verticales, los momentos flexionantes se distribuyen en forma más uniforme a lo ancho de las franjas de losa que bajo la acción de las horizontales.

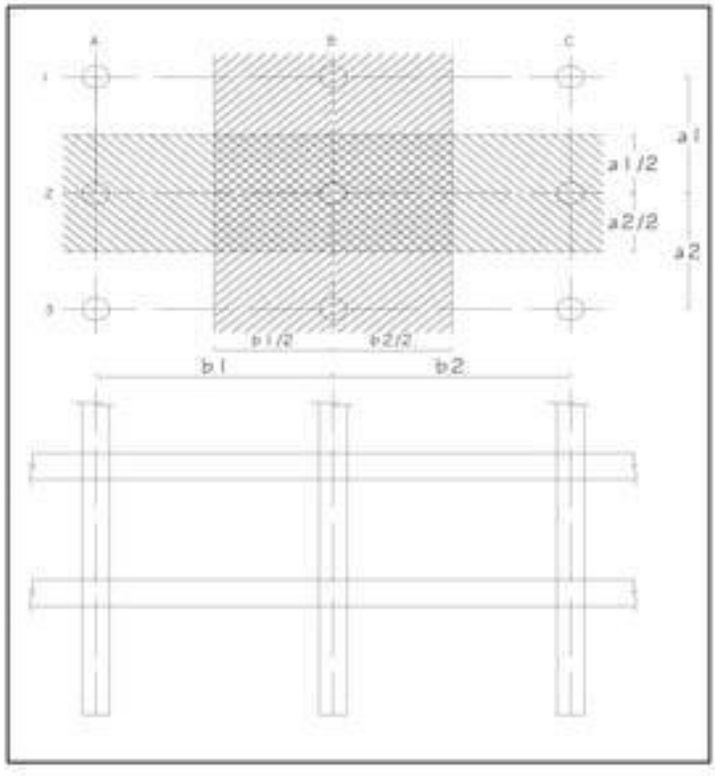


Figura 8. Estructura equivalente[14]

[13] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 593

[14] Ibidem Pág. 594

Por las razones anteriores resulta necesario hacer consideraciones diferentes para el análisis estructural, tanto para carga vertical como para fuerzas laterales. Así como considerar por separado los sistemas con capiteles y ábacos, de aquellos que no los tienen, debido a que las rigideces de las losas y columnas son diferentes.

DISPOSICIONES DE LAS NTC-2004 PARA EL CALCULO DE PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE, ANALISIS ESTRUCTURAL Y CALCULO DE ELEMENTOS MECANICOS[15]

a) SISTEMAS SIN CAPITELES NI ÁBACOS, CARGAS VERTICALES

Las rigideces de las vigas pueden calcularse usando el ancho completo de la franja de losa y la sección completa sin agrietar y sin considerar el refuerzo. Por ejemplo, la viga del eje 2 de la figura 8, tendría la sección transversal mostrada en la figura 9.a; su ancho sería a1/2+a2/2 y el momento de inercia sería el indicado en la misma figura. En cambio para las columnas debe usarse la mitad del momento de inercia correspondiente a la sección completa y sin agrietar. En el ejemplo de la figura 8, el momento de inercia de las columnas circulares sería $\pi r^4/4$; en la estructura equivalente se toma la mitad de este valor como se indica en la figura 9.a.

Al tomar la mitad del momento de inercia se reduce al 50% su rigidez a flexión. Esto se hace con el fin de considerar que las columnas restringen en menor cantidad a la viga equivalente formada por la franja de losa.

Cuando se pretende utilizar losa aligerada formada por nervaduras, se deben tomar en consideración la presencia de los huecos para el cálculo de la rigidez de la viga equivalente. La zona donde existen huecos por los casetones no resulta una sección rectangular completa, sino una sección con nervaduras y con patín en la parte superior. En el caso opuesto en la zona donde están colocados los ábacos macizos, la sección de la losa si resulta completa como la mostrada en la figura 9.a. Por consecuencia resulta una viga con momento de inercia variable a lo largo de toda su sección.

Con las rigideces a flexión ya calculadas, se procede a proponer la estructura equivalente y se analizan los marcos resultantes por alguno de los métodos ya conocidos como los elásticos. Se deben de aplicar las cargas verticales totales para cada marco en ambas direcciones. Se debe de tener para el análisis un predimencionamiento del espesor de la losa así como de los ábacos, capiteles y columnas. Para el caso de la losa se pueden tomar los peraltes mínimos por especificación para no calcular flechas. Los predimencionamientos para ábaco y capitel son los mencionados anteriormente en este documento. Para las columnas se pueden tomar cálculos aproximados de carga axial y momento flexionante.

[15] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 595

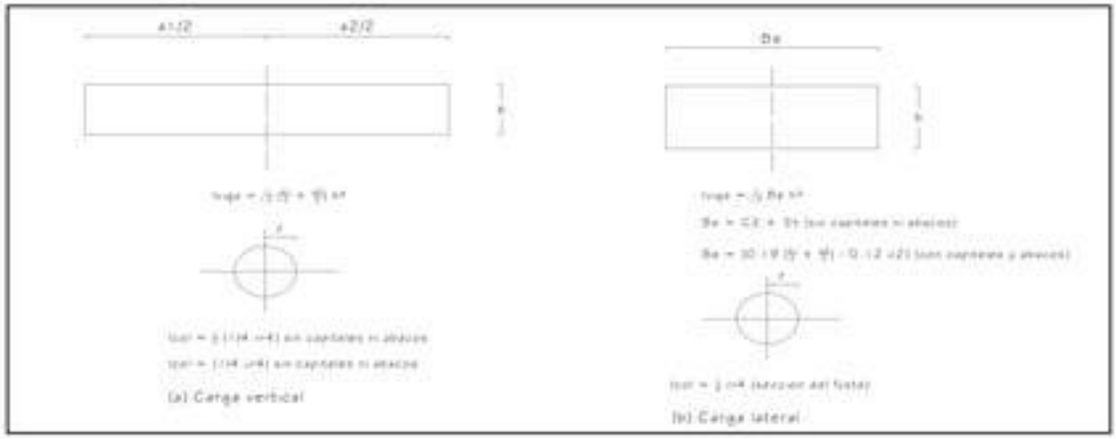


Figura 9. Momentos de inercia de vigas y columnas en el método de la estructura equivalente[16]

Ya que se tienen los momentos flexionantes en las vigas equivalentes (franjas de losa), se distribuye este momento a lo largo de las franjas. Por las razones mencionadas anteriormente, este momento no se puede distribuir uniformemente, sino que se debe de hacer como se describe en la figura 7.d. por lo tanto para hacer esta distribución las NTC-2004 se proponen los porcentajes para aplicarlos en los momentos obtenidos:

MOMENTOS	Franjas de columnas	Franjas centrales
Momentos positivos	60	40
Momentos negativos	75	25

Esta distribución propuesta por las NTC-2004 se ilustra en la figura 10, la cual se obtuvo dentro del ejemplo de la figura 8, ubicándose en la intersección del eje 2 con el eje C y en la zona de momento positivo entre del eje C y el B. También es señalada la zona del momento negativo, que se encuentra hacia el paño de la columna, en esta zona se designa el 75% a la franja de columna, y el 25% a las restantes dos medias franjas centrales. Y con respecto a la zona de momento positivo que queda localizada a la mitad del claro b2, la distribución se hace de la siguiente manera, 60% para la franja de columna, y el 40% a las dos medias franjas centrales. Obsérvese que la mayor parte del momento queda distribuido sobre las franjas de columna tal y como se describe en la figura 7.d.

Con los momentos flexionantes calculados de cada franja, se obtiene el refuerzo por flexión para carga vertical. Para la franja de columna, al menos la mitad del refuerzo negativo debe quedar en un ancho correspondiente a c_2+3h, este centrado al eje de columnas. El resto del refuerzo calculado se distribuirá uniformemente a lo ancho de cada franja, exceptuando el necesario para cubrir el momento negativo exterior de los claros extremos, que es el que se coloca de forma perpendicular al borde de la losa; este se colocara como si fuera refuerzo para sismo.

[16] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 595

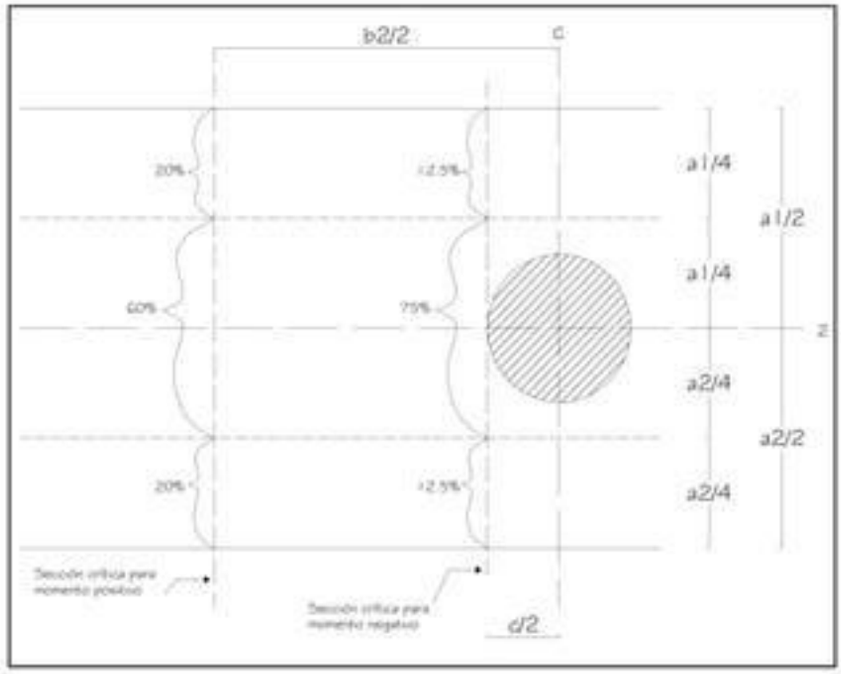


Figura 10 Distribución de momentos flexionantes en franja de columnas y franja central[17]

El procedimiento anterior para análisis bajo carga vertical para sistemas sin ábacos ni capiteles, se podrá usar según las NTC-2004 si es que se cumple con los siguientes requisitos:

- La estructura dará lugar a marcos sensiblemente simétricos.
- Todos los entrepisos cuentan con el mismo número de crujías.
- El mayor de los claros de la estructura no rebasa al menor en más de 1/5 del mismo, ya que este sea paralelo o perpendicular.
- El espesor de la losa será aproximadamente igual al 5% del claro mayor del tablero mayor.
- La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente igual en los distintos tableros por piso.

[17] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 597

b) SISTEMAS CON ÁBACOS Y CAPITELES, CARGAS VERTICALES[18]

Para esta situación el momento de inercia de la losa y el de la columna, se calculará utilizando la sección completa, no se reduce como en el caso anterior. Para las columnas se considerará la sección transversal del fuste. Esto se hace considerando la aportación de rigidez a flexión del ábaco y el capitel en las columnas, y que las losas se encuentran más restringidas.

La presencia de los ábacos y capiteles producen momentos de inercia variables a lo largo de los ejes de vigas (franjas de losa) y columnas. En esta situación puede suponerse infinito el momento de inercia de las vigas, desde el centro de la columna hasta el borde del capitel y en la zona donde se encuentra el ábaco, este corresponde al peralte del elemento. Además puede suponerse que también es infinito el momento de inercia desde el arranque del capitel hasta el borde superior de la losa.

Para el cálculo de rigideces y momentos de inercia de los elementos que componen el sistema con ábacos y capiteles se tienen ayudas de diseño, para facilitar su cálculo.

Si para efectuar el análisis de la estructura equivalente, se utiliza un programa de computadora, que permita dar las dimensiones de los nodos, la dimensión vertical se tomará de la parte inferior del capitel hasta el borde superior de la losa, y como dimensión horizontal, desde el eje de la columna hasta el borde del capitel, en ambas direcciones (figura 11).

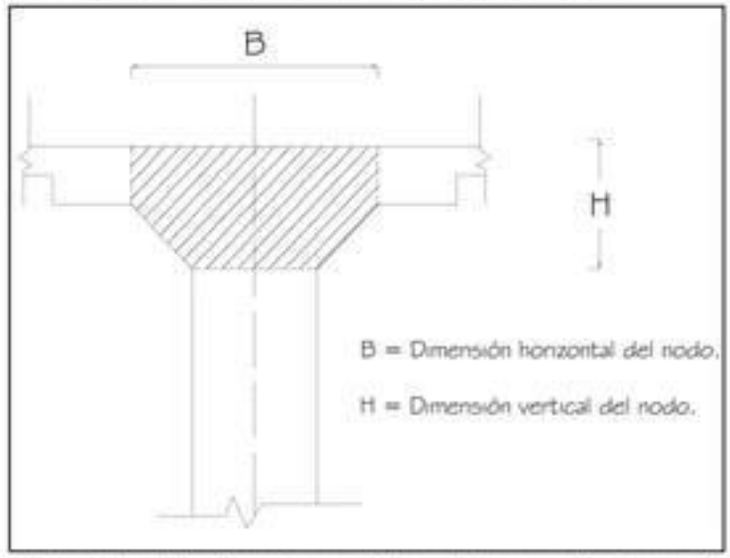


FIGURA 11. Consideración de las dimensiones de los nodos para cálculo en software de análisis.

Ya que se tienen calculadas las propiedades de la estructura equivalente (momentos de inercia y rigideces a flexión), se procede al cálculo de elementos mecánicos con el mismo procedimiento que el utilizado en sistemas sin capiteles ni ábacos, sin olvidar que se deben aplicar las cargas totales verticales en ambas direcciones para los marcos.

[18] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 597-598

Para los requisitos citados en el caso anterior donde se tiene un sistema sin ábacos ni capiteles, deben aplicarse de igual manera para este caso, pero con las siguientes modificaciones:

- El espesor de la losa debe ser de por lo menos el 3.5% del claro mayor del tablero mayor.
- La estructura no puede rebasar los cuatro niveles.
- En caso de que la estructura cuente con tres o cuatro niveles, los momentos flexionantes de las columnas del penúltimo entrepiso se afectaran incrementándoles un 25% sobre lo que arroje el análisis.
- Las columnas y capiteles podrán ser rectangulares o circulares, con ábacos rectangulares o cuadrados. Las dimensiones de estos no deben de rebasar: la mayor a la menor en más de un 20%.
- Con respecto a las columnas de la orilla, deben tener ábacos y capiteles completos, iguales a los interiores, el borde de la losa debe coincidir con el borde del ábaco.

c) SISTEMA SIN CAPITELES NI ÁBACOS, CARGAS LATERALES[19]

Haciendo una comparación del comportamiento de la estructura equivalente bajo las acciones de carga vertical y cargas laterales, podemos observar que la rigidez a flexión de las vigas disminuye en el caso de cargas laterales, mientras que en las columnas es mayor.

Para el cálculo de las rigideces y momentos de inercia de las franjas de losa (vigas equivalentes), se deben considerar los huecos generados por el aligeramiento de la losa por los casetones, como se hizo en los casos anteriores.

Ya que se tienen estas propiedades calculadas, se procede a realizar el análisis de la estructura equivalente por alguno de los métodos elásticos conocidos, o por un programa de cómputo. Una vez obtenidos los momentos flexionantes, resultantes del análisis, se obtiene el refuerzo, tomando en cuenta que este refuerzo se debe de distribuir a lo ancho de la franja de losa y también se debe tomar en cuenta que el 60% del refuerzo negativo a flexión debe hacerse pasar por el núcleo de la columna. Este refuerzo obtenido por carga lateral, se debe sumar al que se tiene por carga vertical.

d) SISTEMAS CON CAPITELES Y ÁBACOS, CARGAS LATERALES

Para este caso las rigideces a flexión se determinarán en un ancho de franja (viga equivalente), dado por la siguiente expresión:

$$B_e = \left[0.19\left(\frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} \right) - 0.12c_2 \right]$$

[19] González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 598-599

La consideración acerca del momento de inercia infinito para las vigas equivalentes que se tiene en los sistemas con ábacos y capiteles para cargas verticales, en la zona a partir del eje de columna, hasta el borde del capitel, se aplica para este análisis, y el peralte del ábaco corresponde al de este elemento. Así mismo, también puede considerarse que el momento de inercia desde la parte inferior del capitel hasta el borde superior de la losa es infinito.

En cuanto a las condiciones de regularidad y tamaño de la estructura equivalente, deben de cumplirse los requisitos descritos para los dos casos de carga vertical, exceptuando el segundo y tercero para sistemas con capitel y ábaco, y el cuarto para los sistemas sin capitel ni ábaco. Complementando estos requisitos se tienen las siguientes disposiciones:

- No se pueden exceder los cinco niveles.
- El espesor de la losa debe ser por lo menos del 3.5% del tablero mayor del claro mayor.

Para el refuerzo calculado por sismo, este debe de distribuirse en un ancho de franja igual a c_2+3h, (siendo c_2 la el ancho del capitel) y como mínimo el 60% de este refuerzo debe atravesar el núcleo de la columna.

Para complementar el refuerzo por carga vertical y carga lateral, las NTC-2004 han dispuesto los siguientes puntos:

- *Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columnas debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.*
- *Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.*
- *En las franjas de columnas debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor de la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columnas en el claro considerado.*
- *El refuerzo del lecho inferior que atraviese el núcleo de la columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.*
- *Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.* [20]

El objetivo de estas disposiciones es asegurar el comportamiento adecuado de las estructuras a base de losas planas contra la acción de sismos intensos, como ejemplo la primera de éstas prevé que no se desarrollen momentos negativos considerables en los claros centrales de los tableros.

[20] Gonzáles Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 599-600.

Para el aspecto de áreas mínimas de acero y separaciones máximas, las disposiciones de las NTC-2004 son las mismas que para las losas apoyadas perimetralmente, y consisten en lo siguiente:

II.II Áreas de acero, estas deben ser por lo menos iguales a la mínima por flexión:

$$(A_s)_{\min} = \frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

II.III Área de acero por cambios volumétricos, en una franja de 1m esta será:

$$(A_s)_{\min} = \frac{6470h}{f_y(h+1000)}$$

El área de acero por cambios volumétricos también se puede calcular por la relación del refuerzo 0.002, además que debe incrementarse en un 50% en losas expuestas a la intemperie. En cuanto a la cuestión de la separación máxima entre barras, esta separación es de no más dos veces el espesor de la losa para secciones críticas, exceptuando las zonas aligeradas.

Para el peralte las NTC-2004 señalan que deben estimarse peraltes mínimos para no calcular deflexiones, además de que el peralte efectivo mínimo para losas macizas estará dado por la siguiente expresión:

$$d_{\min} = kl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)$$

Donde:

dmin= peralte mínimo efectivo, (cm)

k= coeficiente para las losa dado por $\begin{cases} \text{Con ábacos: } k = 0.0006\sqrt[4]{f_s w} \geq 0.02 \\ \text{Sin ábacos: } k = 0.00075\sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \end{cases}$

l= claro mayor, (cm)

fs= esfuerzo del acero en condiciones de servicio dado por: 0.6fy, (kg/cm^2)

w= carga en condiciones de servicio, (kg/cm^2)

c= dimensión de la columna o capitel en dirección paralela a l, (cm)

Para los valores obtenidos con la ecuación anterior, estos se deben incrementar un 20% en lozas aligeradas y tableros exteriores. Además $\underline{h}$ jamás será menor de 10cm en sistemas con ábacos, y no será menor de 13cm en caso de no tener ábacos. Todos los valores anteriores son para cálculo con concreto clase 1, para concreto clase 2 estos se deben incrementar en un 50%.

Una vez que se han expuesto los métodos convencionales y optativos para el análisis de sistemas constituidos a base de losas planas, se hace la aclaración de que el análisis realizado para el proyecto descrito en el capítulo III se hará de modo directo, modelando las estructura con los 2 software de diseño (STAAD Pro. 2007 y ETABS V.9.0). El procedimiento de modelado se desarrolla en el capítulo V de este trabajo.

CAPÍTULO II
"ANTECEDENTES"

2.1 ANTECEDENTES[21]

Este sistema constructivo fue muy popular antes del sismo de 1985, por la gran facilidad que presenta al edificar, aunque representaba un costo mayor en comparación a las construcciones a base de marcos rígidos de concreto reforzado, por la gran cantidad de acero de refuerzo que necesitaba el sistema de piso, para las "trabes equivalentes". Se contaba con edificios muy altos hasta de 20 pisos de altura y de usos múltiples.

Estas estructuras eran consideradas como de tipo esquelético, construidas a base de columnas de concreto reforzado y el sistema de piso con losas de un espesor constante, normalmente eran de 25 y 45cm, definiendo ciertas zonas aligeradas para nervaduras ábacos y capiteles, con lo cual se forman los "marcos equivalentes", además estas estructuras podían o no contener muros de colindancia o muros divisorios no estructurales.

El sistema de losas planas fue utilizado en la zona de lago centro conocida como zona III, en el centro de la ciudad, donde se concentraba el mayor número de edificaciones, y en este caso fallaron por la presencia de sismos.

La causa principal de que los edificios fallaran fue que sus periodos fundamentales de vibración fueron menores o iguales con respecto al del terreno, lo que provoco que entraran en resonancia, aumentando su oscilación y causando mayores daños. El periodo que presento el terreno fue de 2 segundos en zona III, este dato fue captado por un acelerógrafo colocado por la SCT en el sitio. Los edificios con un periodo de vibración, mayor que el del predominante del terreno, tendrán una respuesta mucho mejor ante el sismo, mientras que si se da el caso como en el sismo de 1985 en el que muchos edificios de 6 a 15 pisos tuvieron periodos similares, estos entraran en resonancia y conforme ocurra el sismo su resistencia ira cediendo provocando el colapso final. Además presumiblemente la falta de ductilidad de los edificios no ayudo a un buen comportamiento.[22]

La capacidad de ductilidad es fundamental para resistir de manera adecuada los movimientos producidos durante un evento sísmico, dado que los esfuerzos son mejor distribuidos por estructuras con esta capacidad. La carencia de esta característica se presentó por cuestiones de tipo económico, ya que para lograr el comportamiento dúctil es necesario tener armados suficientes y con características muy particulares, lo que representa más acero de refuerzo. El reducido peralte de los sistemas de piso condujo también a una menor rigidez lateral, provocando que se deforme más la estructura y que aumente su periodo de oscilación con respecto a los que están construidos a base de marcos rígidos de concreto.

Las fallas presentadas en edificios con este sistema estructural son las siguientes:

---

[21] Fundación ICA. A.C, *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, Ed. Noriega Limusa, 1988, México, Pág. 94-97

[22] Munguía, L., Wong V., Vidal A. y Navarro M, La sismología en México: 10 años después del temblor de Michoacán del 19 de Septiembre de 1985, Unión Geofísica Mexicana (Editores F. Medina, L. Delgado y G. Suárez),1995, México, Pág. 28-30

- Agrietamiento inclinado de las columnas, provocado por tensión diagonal. En la mayoría de los casos estas grietas se orientan en dos direcciones y forman una cruz, por efecto de la inversión de esfuerzos; en otros casos las grietas se orienta, en una sola dirección, sobre todo en estructuras que sufrieron asentamientos diferenciales, antes o durante el sismo.

- Deslizamiento o punzonamiento de las columnas en los capiteles de estructuras de losa plana aligerada, provocado por tensión diagonal y cortante por penetración.

- Agrietamiento de capiteles provocando fisuras importantes y desprendimiento de concreto de los mismos.

- Deformación de los ábacos y de la losa en la zona de conexión con las columnas y capiteles causados por la transmisión de momentos flexionante.

Las fallas en columnas fueron muy superiores a lo que se espero, pues se consideraba que las especificaciones de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto del reglamento de 1976 conducirían a estructuras con comportamiento dúctil, ya que se utilizaron columnas fuertes y vigas equivalentes débiles (franjas de losa).

En la mayoría de los casos no se alcanzó la ductilidad esperada, algunos de estos casos por la gran cantidad de sobre esfuerzos en la losa y en la conexión con la columna. Otra gran posibilidad de falla en las columnas fue haber concentrado el armado longitudinal en las esquinas, ya que se agruparon en paquetes y se restringieron contra el pandeo con estribos muy separados, esto lo permitían los antiguos reglamentos; la alta frecuencia de ciclos de carga y descarga de esfuerzos en los niveles superiores deterioro la adherencia de los paquetes de varilla con el concreto que los confinaba, esto a su vez provoco desprendimiento del concreto en las esquinas y pandeo de los paquetes de varilla.

Otro fenómeno que provoco daños y colapso en las edificaciones fue el golpeteo entre estructuras, mas aun cuando existía una diferencia entre niveles. El reglamento de 1976 hablaba de una separación permisible, la cual fue insuficiente para las deformaciones y desplazamientos que se tuvieron en el sismo de 1985, ya que estas rebasaron a las de diseño.

Figura 12. Fallas en losas aligeradas.[23]

Figura 13. Fallas en losas aligeradas.[24]

Figura 14. Fallas en losas aligeradas.[25]

Figura 15. Edificio de estructura de hormigón armado. Forjado reticular de casetones recuperables dañado durante el terremoto de Ciudad de México, México; Septiembre de 1985; magnitud Richter 8,1; máxima intensidad M.S.K. IX.[26]

[23] Fundación ICA. A.C, *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, Ed. Noriega Limusa, 1988, México, Pág. 94-100

[24] Ibidem, Pág. 100.

[25] Distrito Federal (México). Sismos de 1985, control de edificaciones, México, D.F. 1985 1988. 1988. Pág. 14.

[26] IC, ingeniería y construcción. *Daños en edificación debido a terremotos.* http://www.facingyconst.blogspot.com/2007_07_30_archive.html

CAPÍTULO III
"PROYECTO"

3.1 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS

El proyecto a diseñar consta de un edificio 4 niveles, con una altura de entrepisos de 3.4 m, destinado para oficinas.

Cuenta con una planta tipo de forma rectangular para los 3 primeros niveles y la de azotea, todas con una superficie de 1274.4m^2.

La periferia del edificio esta revestida, en la planta baja por muro de tabique con acabado por ambas caras, y los pisos posteriores con cancelería de aluminio y cristal.

En la zona central se encuentra el cubo de escaleras, el cual cuenta con pasamanos de seguridad y terminado de franjas antiderrapantes, y el elevador para 8 personas. El cuarto de maquinas está localizado en la azotea.

En todos los niveles se cuentan con instalaciones de luz eléctrica, teléfono, y aire acondicionado, así como sanitario para hombres y mujeres, localizado en la parte posterior al cubo de escaleras y elevador.

El piso en los cubículos se encuentra alfombrado, para brindar confort y disminuir el ruido en el interior, en los pasillos se cuenta con loseta vinílica y zoclos en las orillas, en los sanitarios se colocó loseta cerámica.

Los cubículos están divididos por muros ligeros no permanentes, a base de tablaroca y mamparas, los cuales tienen la finalidad de poder realizar modificaciones en los espacios sin la necesidad de alterar la estructura primaria.

El techo está formado por falso plafón, este alberga las instalaciones de servicio, por lo cual también pueden manipular y facilitar el servicio en caso de requerirlo.

La iluminación es por medio artificial, las lámparas son de gas neón blancas, controlados por apagadores en los accesos de los cubículos así como pasillos.

El edificio cuenta con sistema de circuito cerrado en todos los niveles, así como alarmas de incendio, termómetros y sistema de aire acondicionado, todo controlado a través del cuarto de seguridad ubicado en planta baja.

Todo el edificio está conectado por las escaleras internas y el elevador, el cuarto de maquinas se encuentra en la azotea donde se le proporcionará mantenimiento.

Todo el edificio se encuentra señalizado con rutas de evacuación así como indicaciones de que hacer en caso de siniestro.

3.2 CONDICIONES Y PARAMETROS DE DISEÑO

Este edificio está ubicado en zona I (lomas), por tal causa se ha utilizado el siguiente criterio para diseño:

- Tipo de cimentación: Zapatas corridas de concreto reforzado.
- Tipo de estructuración: A base de Losa plana aligerada, con ábacos (waffle slab).

Por el tipo de uso de esta edificación (oficinas) y según lo establecido en el artículo 139 del RCDF, por sus características este edificio pertenece al grupo B_2, se utilizara concreto clase I de 250 kg/cm^2. Los factores de carga para la revisión del edificio fueron tomados del capitulo 3.4 de las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, en base al capítulo 2.3.a que marca:

> *"Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo."*[27]

Por lo cual para esta condición se tomará un factor de carga de 1.4.

Y el capitulo 2.3.b:

> *"Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación."*[28]

Se tomara un factor de carga de 1.1.

Para el análisis sísmico, se tomaron los parámetros necesarios para construir el espectro de diseño incluido en el capítulo 3. de Normas las Técnicas Complementarias para diseño por sismo. De la tabla obtenemos el valor del coeficiente sísmico (c), la fracción de la aceleración de la gravedad (a_o), los periodos (Ta y Tb) y el exponente para el cálculo de las aceleraciones (r).

Por estar en zona I le corresponden:

$c = 0.16$, $a_o = 0.04$, $Ta = 0.2$, $Tb = 1.35$ y $r=1.0$

[27] Gobierno del distrito federal, Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, Pág. 5-6
[28] Loc. Cit.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los Espectros de aceleraciones[29]

Zona	c	a_0	T_a'	T_b'	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
IIId	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

' Periodos en segundos

Con estos valores aplicamos las siguientes expresiones para determinar el espectro de diseño:

$a = a_0 + c - a_0 T'$; si $T < T_a$

$a = c$; si $T_a \leq T \leq T_b$

$a = qc$; si $T > T_b$ (3.1)

Donde:
$q = (T_b/T)^r$

Finalmente obtenemos el espectro de diseño con sus periodos y aceleraciones.

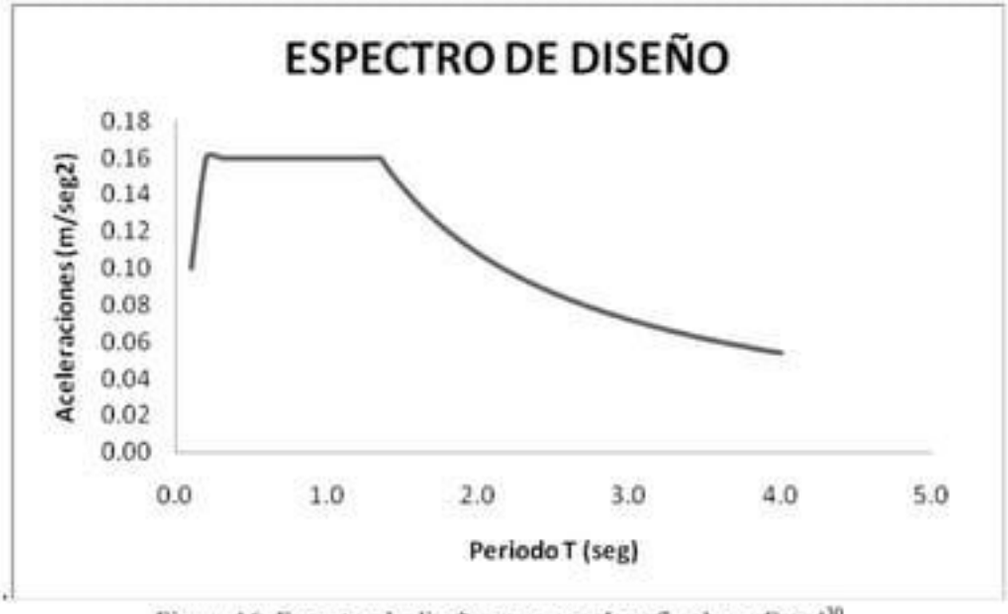


Figura 16. Espectro de diseño para zona I graficado en Excel[30].

[29] Gobierno del distrito federal, Normas las Técnicas Complementarias para diseño por sismo, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, Pág. 62

[30] Microsoft Corporation, Microsoft Excel 2007, parte de Microsoft Office Professional Plus 2007

Otro punto que se debe de tomar en cuenta para el análisis es el mencionado en el capitulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto que trata acerca del "Factor de Comportamiento sísmico" para losas planas, el cual menciona lo siguiente:

8.2 Sistemas losa plana–columnas para resistir sismo[31]

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujías en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse Q=3; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con la sección 6.5.2, incluyendo la sección 6.5.2.4, y que, en cada entrepiso, resistan no menos del 75 por ciento de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará Q=2. Con relación a los valores de Q, debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además:

Se respetarán las disposiciones siguientes:

a) Las columnas cumplirán con los requisitos de la sección 7.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en la sección 7.3.2.2.

b) Las uniones losa–columna cumplirán con los requisitos de la sección 7.4 para uniones viga– columna, con las salvedades que siguen:

1) No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en la sección 7.4.2 para nudos confinados.

2) Los requisitos de anclaje de la sección 7.4.5 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

h (columna)/db (barra de losa) ≥ 20
h (losa)/db (barra de columna) ≥ 15

Donde: h (columna) es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

[31] Gobierno del distrito federal, Normas las Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, décimo cuarta época, tomo I No. 103-BIS, Pág. 166

El capitulo 5 de las NTCDS en lo referente al factor de comportamiento sísmico Q nos dice:

5.3 Requisitos para Q= 2[32]

Se usará Q= 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

Para efectos de diseño, y ya que se opto para el mismo por el software STAAD Pro 2007, todos los elementos mecánicos serán divididos entre Q=2, para simplificar el procedimiento.

[32] Gobierno del distrito federal, Normas las Técnicas Complementarias para diseño por sismo, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, Pág. 63

3.3 REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA POR REGULARIDAD:

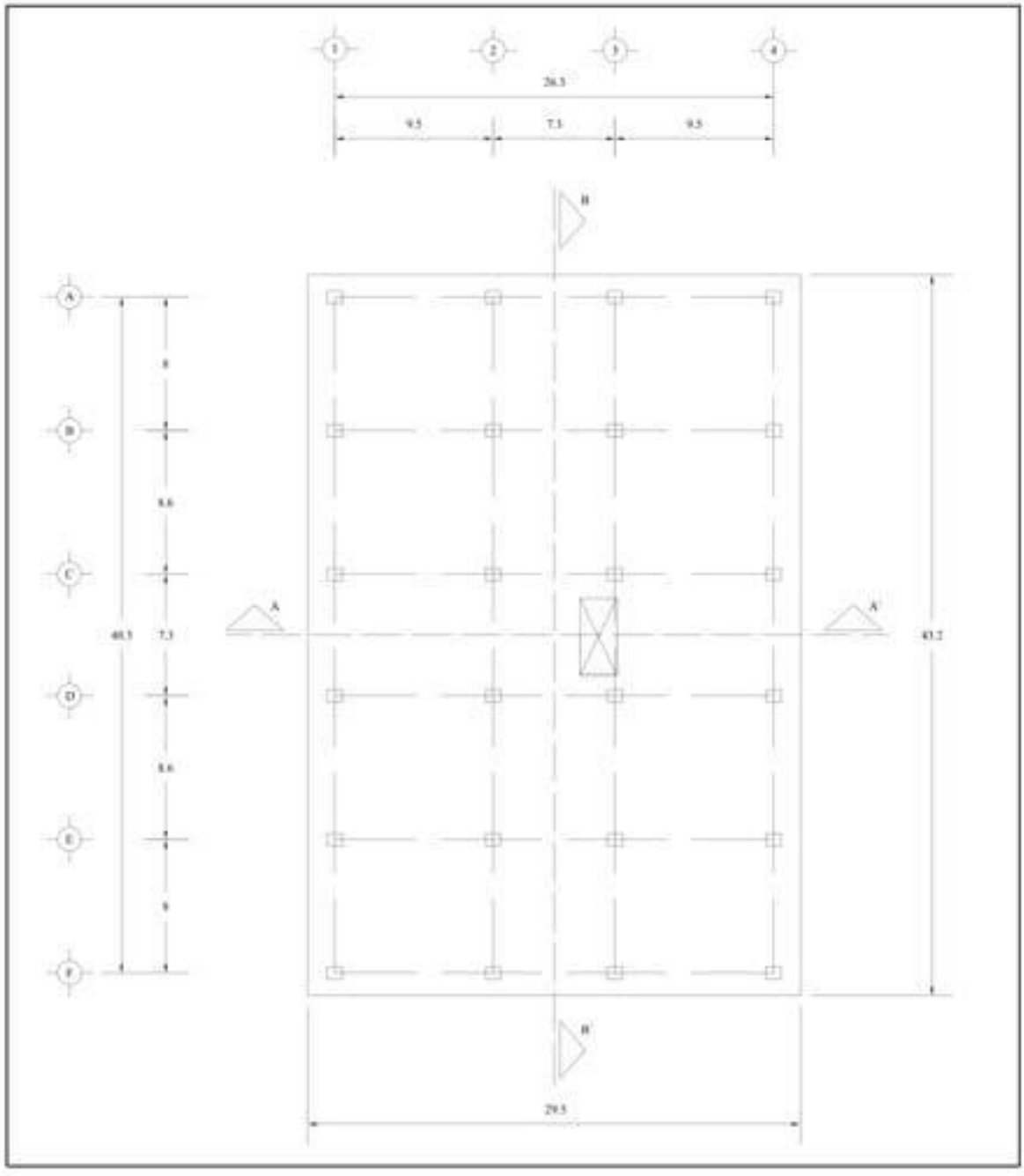


Figura.17. Planta tipo.

En el capítulo 6 de las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo, se establecen los siguientes puntos para determinar si una estructura es regular[33]:

1. La geometría del edificio es sensiblemente simétrica comparada con 2 ejes ortogonales y además sus elementos resistentes son paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

2. la relación de su altura a la dimensión menor de su base no sobrepasa la siguiente condición:

$$\frac{H}{B} < 2.5 \Rightarrow \frac{3.40m}{26.3m} = 0.129 < 2.5$$

3. La relación de lo largo a lo ancho de la base no excede la siguiente condición:

$$\frac{L}{B} < 2.5 \Rightarrow \frac{40.5m}{26.3m} = 1.54 < 2.5$$

4. En la planta no contiene entrantes ni salientes mayores al 20% de la planta

5. El sistema de piso y techo son rigidos (uso de losa aligerada).

6. Las aberturas en piso y techo no exceden la siguiente condición:

$0.2L > a1;\ A1 < 0.2Atot \Rightarrow 0.2\,(43.2) > 4.6;\ 10.12 < 0.2\,(1274.4)$

7. El peso de cada nivel, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior (esta condición se logra aclarando que es un edificio tipo y que no tiene cambio de dimensión en ninguno de sus pisos).

8. Ningún entrepiso tiene un área mayor que 110% de la del piso inmediato inferior, ni menor que el 70% de esta (esta condición se logra aclarando que es un edificio tipo y que no tiene cambio de dimensión en ninguno de sus pisos).

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en 2 direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales.

10. Ni la rigidez, ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más del 50% de las del entrepiso inmediatamente inferior.

11. La excentricidad torsión. de ningún entrepiso rebasa el 10% de la total calculada.

[33] Gobierno del distrito federal, Normas las Técnicas Complementarias para diseño por sismo, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, Pág. 63-64

CONCLUSION: LA ESTRUCTURA ES REGULAR AL CUMPLIR TODOS LOS PUNTOS QUE MARCA EL REGLAMENTO.

En cuanto a los desplazamientos laterales permisibles según el capítulo 1.8 de la Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo, son:

Δadm= 0.012H Cuando existen muros desligados a la estructura.
Δadm= 0.006H Cuando existen muros ligados a la estructura.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con el método de análisis modal, no excederá los valores arriba mencionados.

El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q. Para el caso de el análisis en ambos programas el factor Q no se ingreso de forma directa para facilitar el análisis, en lo respectivo a los desplazamientos estos serán los que arroje directamente el programa.

En edificios en que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006H.

**Por lo tanto para este edificio se hará con la condición 0.006H para los desplazamientos.*

CAPÍTULO IV "DESARROLLO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL"

4.1 DATOS DEL PROYECTO

Uso: **Oficinas**.
Altura de entrepisos: **3.4m**.
Altura total: **13.6m**.
Numero de niveles: **4**
Zona: **I**.
Superficie de las plantas: **1274.4m^2.**

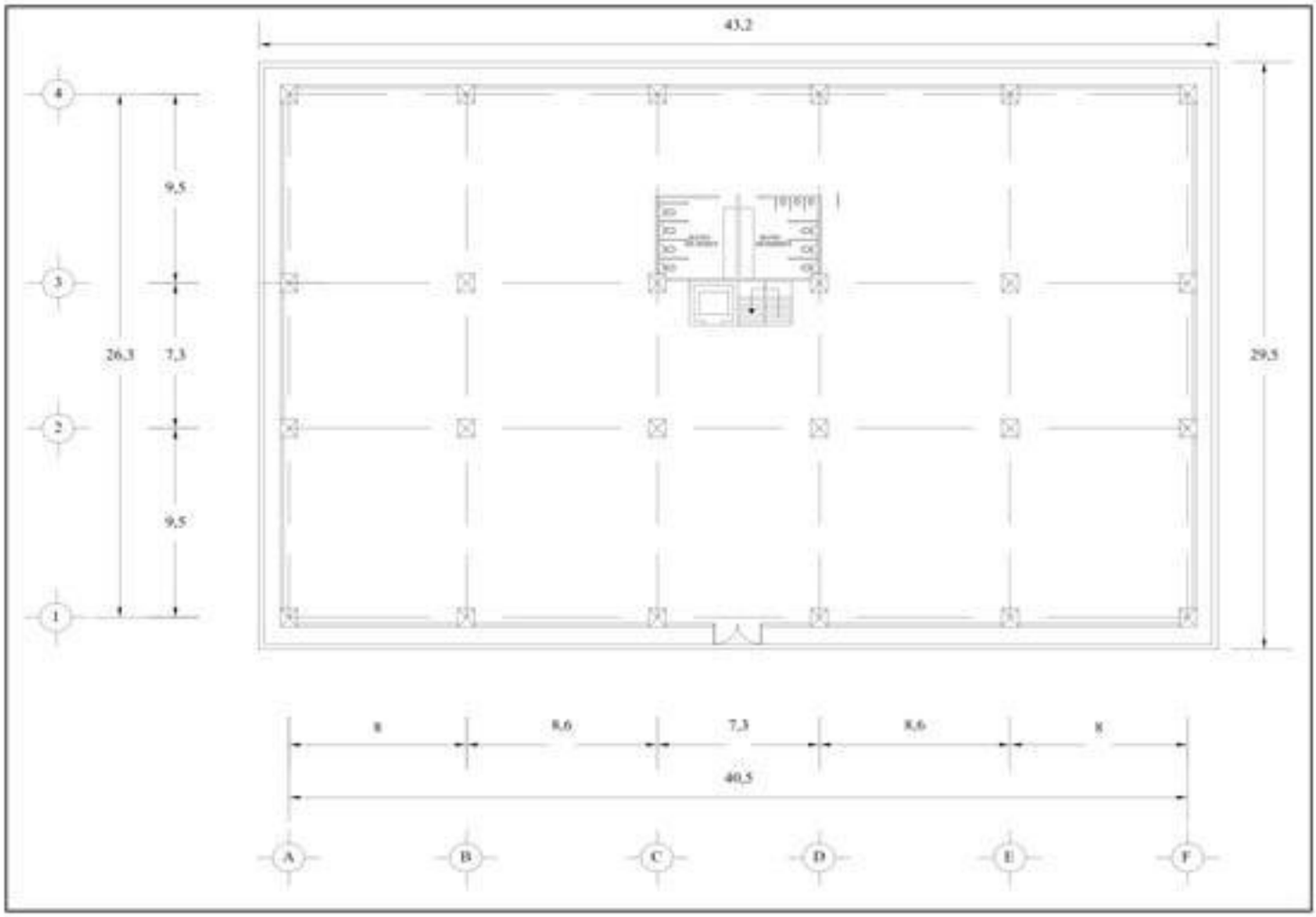


Figura 18. Planta arquitectónica.

4.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.

El edificio se estructurara por el sistema losa plana aligerada, lo cual solo involucra a las columnas y la losa, además de sus componentes complementarios, en el caso de la losa ábacos. No se utilizaran trabes principales, solo una trabe perimetral en el borde de la losa.

A continuación se presenta el sistema:

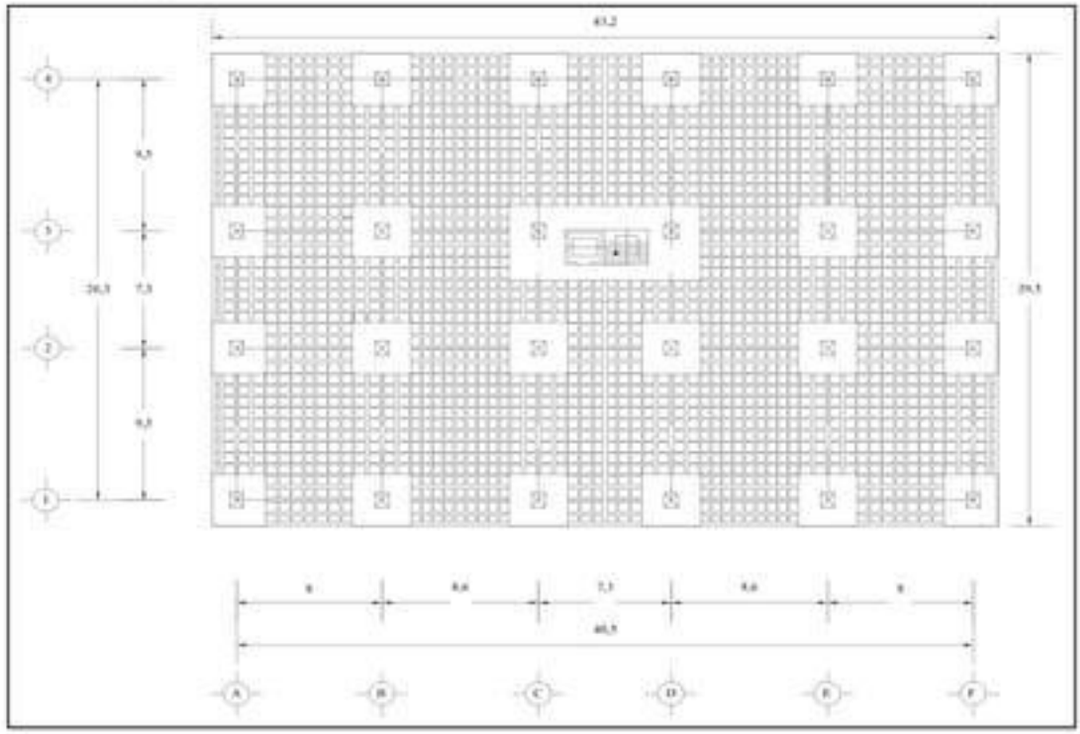


Figura 19. Estructuración losa de entrepiso

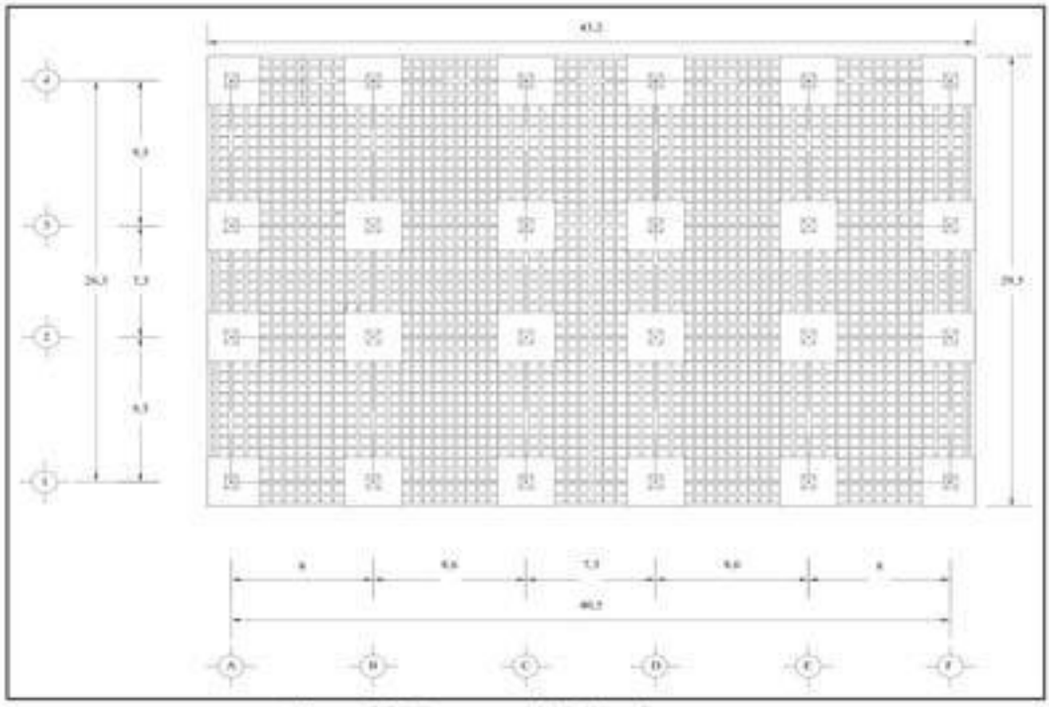


Figura 20. Estructuración losa de azotea

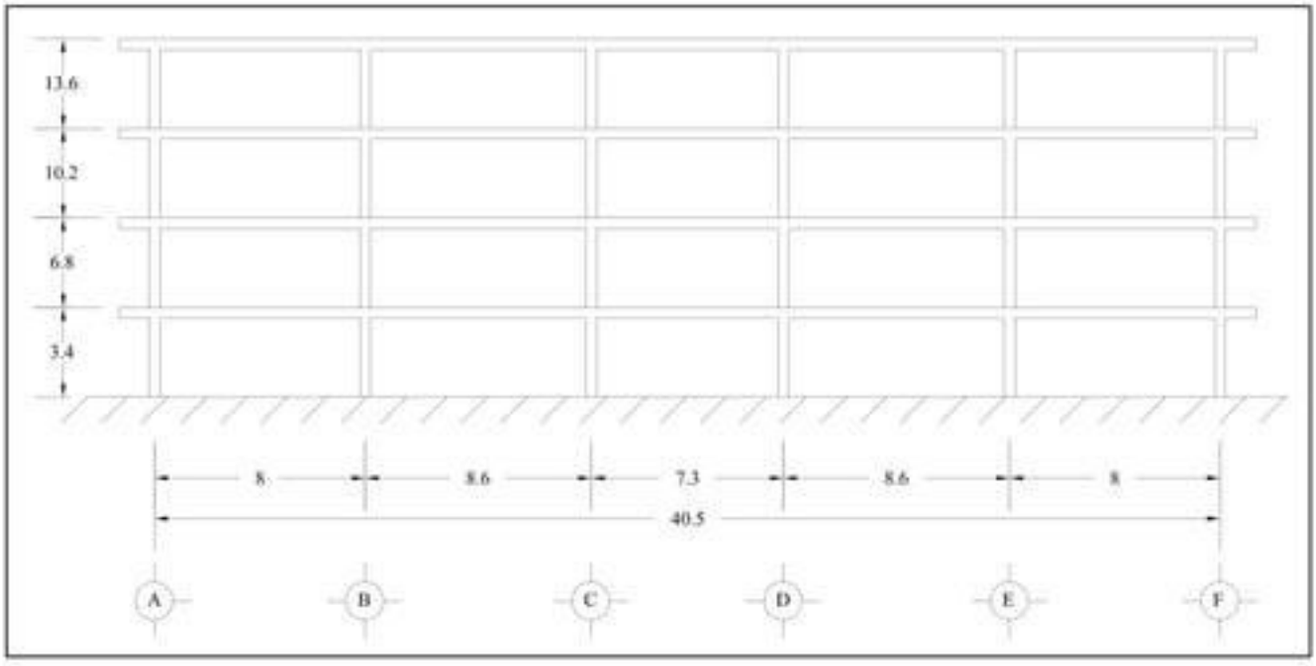


Figura 21. Vista lateral del edificio.

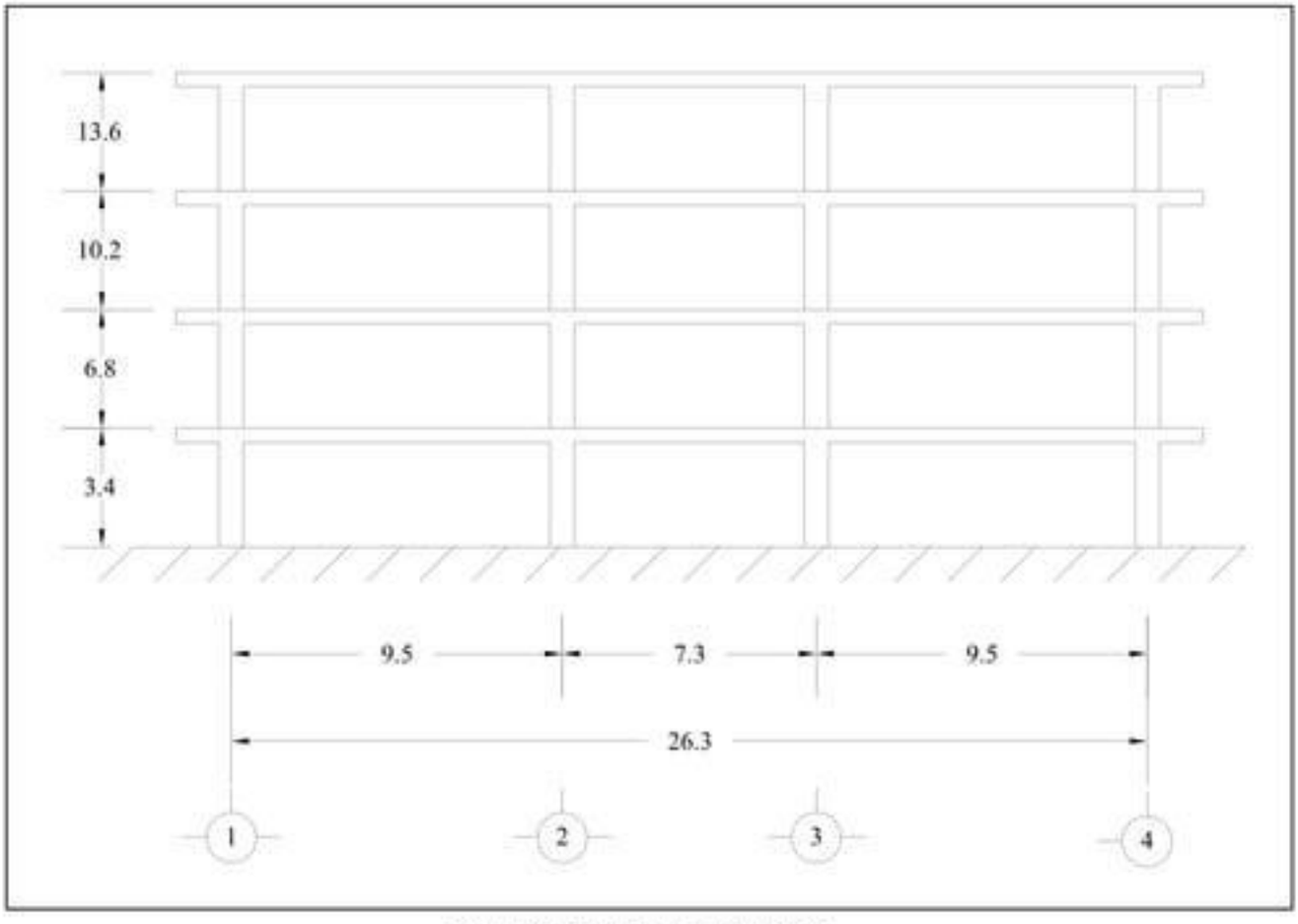


Figura 22. Vista frontal del edificio.

4.3 PREDIMENCIONAMIENTO

4.3.1 CÁLCULO DEL PERALTE ALIGERADO:

1) Elegir el tablero critico
2) Analizar las propiedades del tablero:

   Lados continuos 2
   Lados discontinuos 2
   a1 = 860cm
   a2 = 950cm

3) Se procede a revisar las siguientes condiciones:

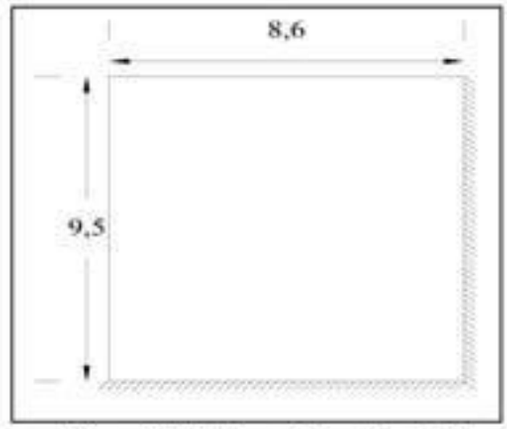


Figura 23. Tablero critico del edificio

$* m = \frac{a_1}{a_2} > 0.5 \ \therefore perimetralmente$

$* m = \frac{a_1}{a_2} < 0.5 \ \therefore en\ una\ sola\ dirección$

m = 0.91

Si m es perimetral:

$* h_{min} = \frac{\sum lados\ continuos + (\sum lados\ discontinuos) * 1.25}{200} + 2.5$

h_{min} = 21.68cm

$* h_{alig} = \frac{h_{min}}{0.58}$

h_{alig} = 37.37cm ≈ 40cm

Para comprobar que el peralte no necesitara cálculo de deflexiones aplicaremos la siguiente expresión:

$d_{min} - kl(1 - \frac{2c}{3l})$ y $k = 0.0006\sqrt[4]{f_s w} \geq 0.02$

w = C.S.S + $Pp_{NERVADURAS}$ = 591kg/cm^2 + 302.4kg/cm^2 = 893.4 kg/cm^2

k = 0.0006 $\sqrt[4]{((0.6*4200kg/cm^2)*(893.4kg/cm^2)}$= 0.02324 ≥ 0.02

d_{min}= (0.02324)(950cm)(1-((2*75cm)/(3*950))) = 20.92cm * 1.2 = 26cm < 40cm

Finalmente se concluye que el peralte a utilizar será de 40cm incluyendo la capa de compresión.

Sobrecarga:

ENTREPISO

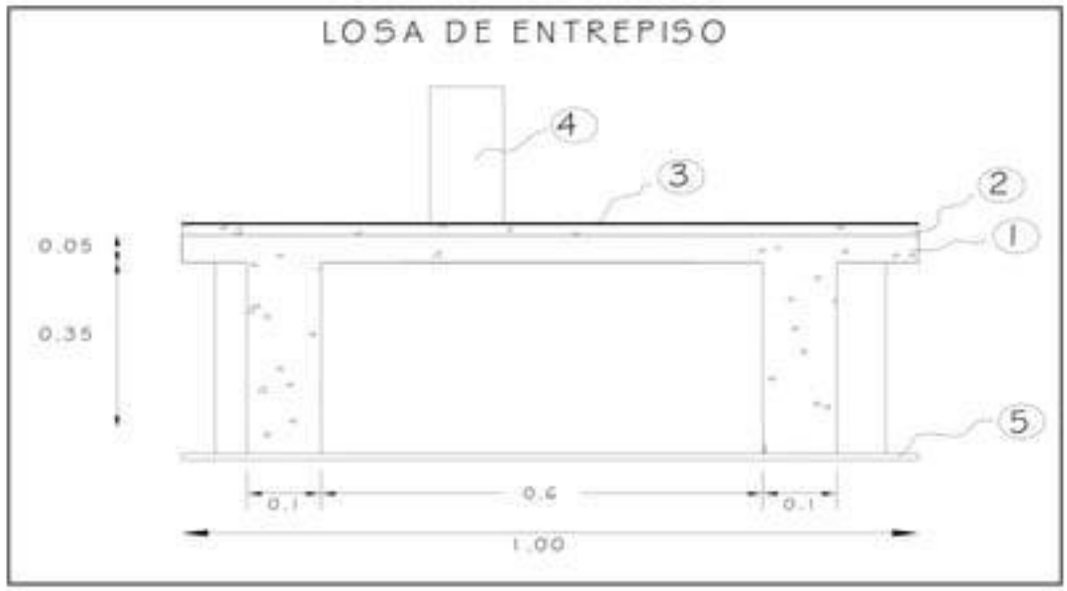


Figura 24. Detalle de los elementos que componen la sobrecarga de entrepiso.

1) CAPA DE COMPRESIÓN (1m)(1m)(0.05m)(2400kg/m^3) = 120
2) FIRME DE CONCRETO NIV. (0.02m)(1m)(1m)(2100 kg/m^3)= 42
3) LOSETA VINÍLICA = 15
4) MURO DIVISORIO = 50
5) FALSO PLAFÓN = 30
6) INSTALACIONES (AIRE ACONDICIONADO) = 40
7) CARGA ADICIONAL POR REGLAMENTO = 40

CM ⇨ 337kg/m^2

*NOTA: El peso de las nervaduras no se incluye en el análisis de carga muerta, dado que estas son parte del sistema estructural y los programas generaran dicho peso.

CARGAS VIVAS UNITARIAS POR NTC

Oficina W=100; Wa =180; Wm =250 (kg/m^2)

C.S.G = 337 + 250 = 587 kg/m^2
C.S.S = 337 + 180 = 517 kg/m^2
C.S.M = 337 + 100 = 437 kg/m^2

- ❖ RESUMEN DE CARGAS DE ENTREPISO:

CM = 337kg/m^2
Wm = 250 kg/m^2
Wa = 180 kg/m^2
W = 100 kg/m^2

C.S.G = 587 kg/m^2
C.S.S = 517 kg/m^2
C.S.M = 437 kg/m^2

ESCALERAS

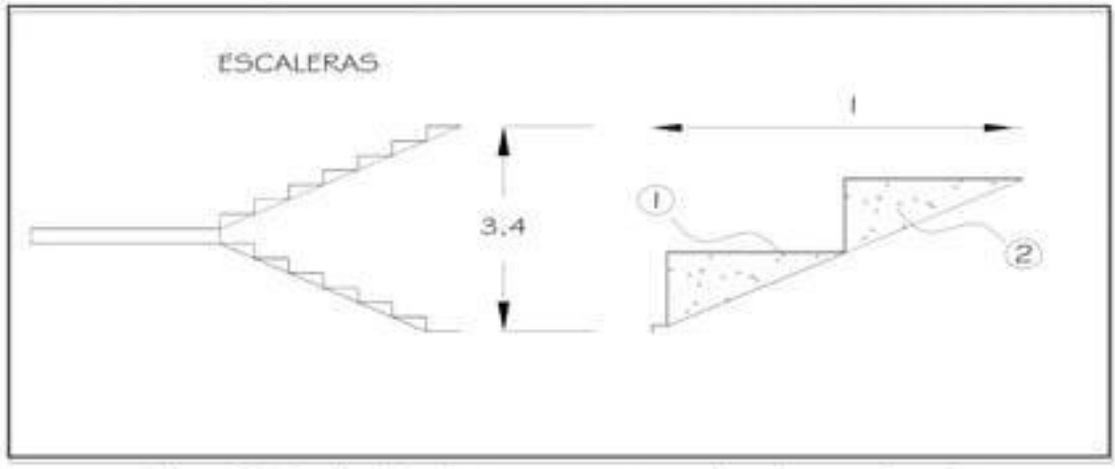


Figura 25. Detalle de los elementos que componen la sobrecarga de escaleras

1) LOSETA VINÍLICA = 15kg
2) ESCALONES DE CONCRETO $(0.0625m^2)(1m)(2)(2100\ kg/m^3)$=262.5kg

CM = 323.5kg ⇨ $324kg/m^2$

CARGAS VIVAS UNITARIAS POR NTC

Escaleras W=40; Wa=150; Wm=350 (kg/m^2)

C.S.G = 324 + 350 = 674 kg/m^2
C.S.S = 324 + 150 = 474 kg/m^2
C.S.M = 324 + 40 = 364 kg/m^2

- RESUMEN DE CARGAS DE ENTREPISO:

CM = 324 kg/m^2
W = 40 kg/m^2
Wa=150 kg/m^2
Wm=350 kg/m^2

C.S.G = 324 + 350 = 674 kg/m^2
C.S.S = 324 + 150 = 474 kg/m^2
C.S.M = 324 + 40 = 364 kg/m^2

AZOTEA

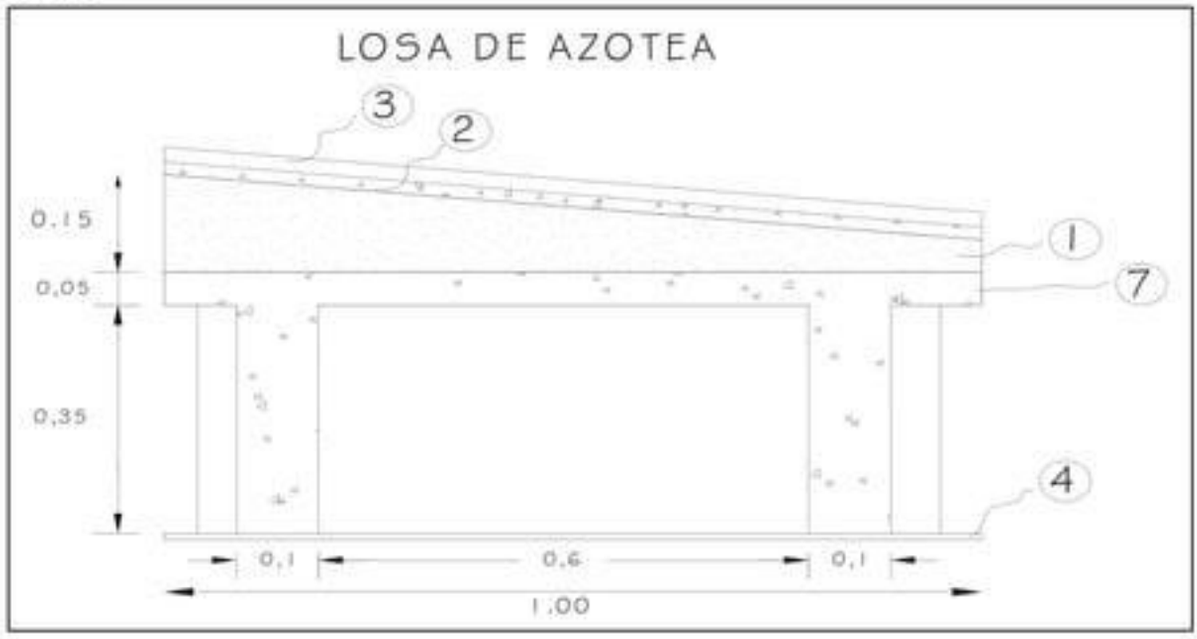


Figura 26. Detalle de los elementos que componen la sobrecarga de azotea

1) RELLENO DE TEZONTLE (0.15m)(1m)(1m)(1250 kg/m^3) = 188
2) FIRME DE NIVELACIÓN (0.03m)(1m)(1m)(2100 kg/m^3) = 63
3) IMPERMEABILIZANTE CON ACABADO = 10
4) FALSO PLAFON = 30
5) INSTALACIONES = 40
6) NTC = 40
7) CAPA DE COMPRESIÓN (1m)(1m)(0.05m)(2400kg/m^3) = 120

CM ⇨ 491 kg/m^2

C.S.G = 491 + 100 = 591 kg/m^2
C.S.S = 491 + 70 = 561 kg/m^2
C.S.M = 491 + 15 = 506 kg/m^2

Wm = 100 kg/m^2
Wa = 70 kg/m^2 CARGA VIVA REGLM.
W = 15 kg/m^2

- RESUMEN DE CARGAS DE AZOTEA:

CM = 491 kg/m^2
Wm = 100 kg/m^2
Wa = 70 kg/m^2
W = 15 kg/m^2

C.S.G = 591 kg/m^2
C.S.S = 561 kg/m^2
C.S.M = 506 kg/m^2

*En las cargas para etabs se desprecia el peso de la capa de compresión.

TINACOS:

$W_{TINACOS\ (2500LTS)}$= (2) (80kg) = 160kg.
W_{AGUA}= (2) (2500kg) = 5,000kg.
W_{BARDA}= (4.85m+4.4m)(2.5m)(150 kg/m^2) = 3,468kg.75
8,629 kg

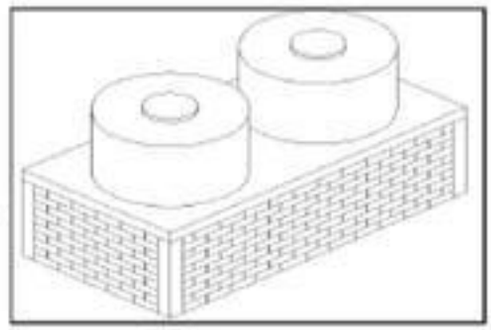


Figura27. Tinacos

ELEVADOR:

W_{LOSA}= (2.2m)(3.5m)(0.1m)(2400kg/m3) = 1,848kg
W_{MUROS}= (3.1m*2+1.8m+0.9m)(2.05m)(150kg/m^2) = 2736.75kg
$W_{CASTILLOS}$= (0.2m*0.2m)(2.05m)(4)(2400kg/m^3) = 787.2kg
W_{CADENA}= (0.15m*0.15m*10.8m)(2400kg/^{3}) = 583.2kg
$W_{REACCIONES\ DEL\ ELEVADOR}$ = 6,150kg
12,105.15kg

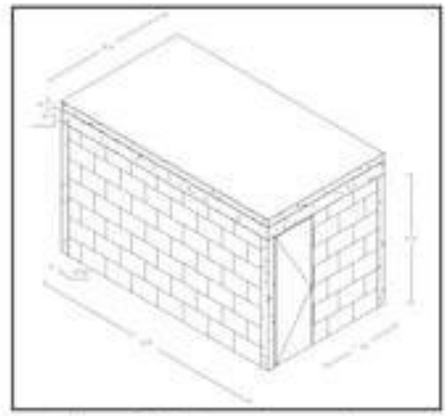


Figura28. Cuarto de maquinas

CUARTO DE ESCALERAS:

W_{LOSA}= (2.4m)(3.5m)(0.1m)(2400kg/m3) = 2,016kg
W_{MUROS}= (3.1m*2+2.0m+1.1m)(2.05m)(150kg/m^2) = 2,859.75kg
$W_{CASTILLOS}$= (0.2m*0.2m)(2.05m)(4)(2400kg/m^3) = 787.2kg
W_{CADENA}= (0.15m*0.15m*11.2m)(2400kg/^{3}) = 604.8kg
6,267.75kg

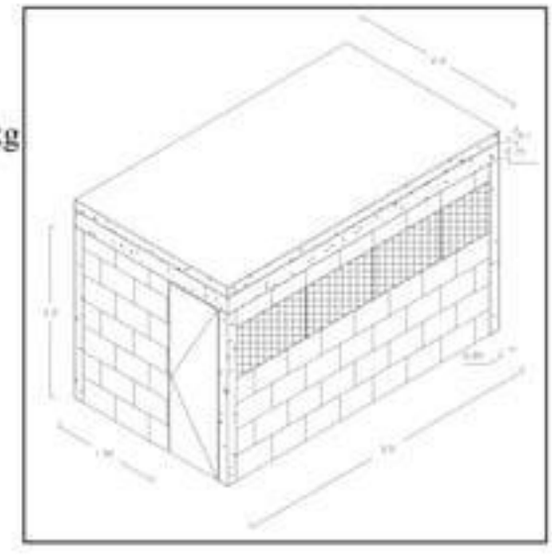


Figura29. Cuarto de escaleras

4.3.2 ÁBACOS Y NERVADURAS:

Acorde con el con el capítulo 8 de las N.T.C.D.C.E.C y como se menciona anteriormente en este trabajo, las dimensiones se obtuvieron de la siguiente manera:

- Para nervaduras:

1) En los ejes de columna, b = 25cm.

2) Las adyacentes a ambos lados del eje, b = 20cm.

3) Para nervaduras interiores y las que conectan con el borde de los ábacos, b = 10cm.

4) Al centro de los tableros se colocaron nervaduras de b = 12.5cm.

5) Y en el centro de la planta en el sentido del eje X se colocaron de b =15.

Todas con un peralte de 40cm, debido al peralte calculado de la losa.

- Para los ábacos:

1) Se toma como base 1/6 del claro más grande de la losa.

- Claro mayor = 9.5m/6 = 1.58m

2) Por el acomodo y las dimensiones de las nervaduras, se opto por dejar 1.625m a cada lado del eje de columna en todos los claros interiores.

3) Para los claros de borde, se dejo 1.63m en el lado interior y 1.350m del lado exterior en el sentido del eje X, y 1.600m del lado exterior en el sentido del eje Z.

4) El ábaco central donde se aloja el hueco para escaleras y elevador, se propuso dejar como mínimo a la periferia del hueco 2.5 veces el espesor de la losa, esto se aplico en el sentido del eje Z en el borde de ambos huecos, y se decidió extender los 2 ábacos correspondientes a las columnas centrales cercanas a los huecos.

5) En la losa de azotea se mantienen las mismas dimensiones y disposiciones, con la excepción de que no existe el hueco de elevador y escalera, dejando 2 ábacos centrales interiores.

En los 3 entrepisos y la losa de azotea se dejo un volado de 1.600m en el sentido del eje Z, y 1.300m en el eje X. Al considerar volados, se dejo una trabe de borde de b = 25cm, y un peralte de 40cm.

También se dejó una capa de compresión de 5cm de espesor que es parte integral del sistema.

La distribución y las dimensiones quedan conformadas como se muestra en las siguientes figuras:

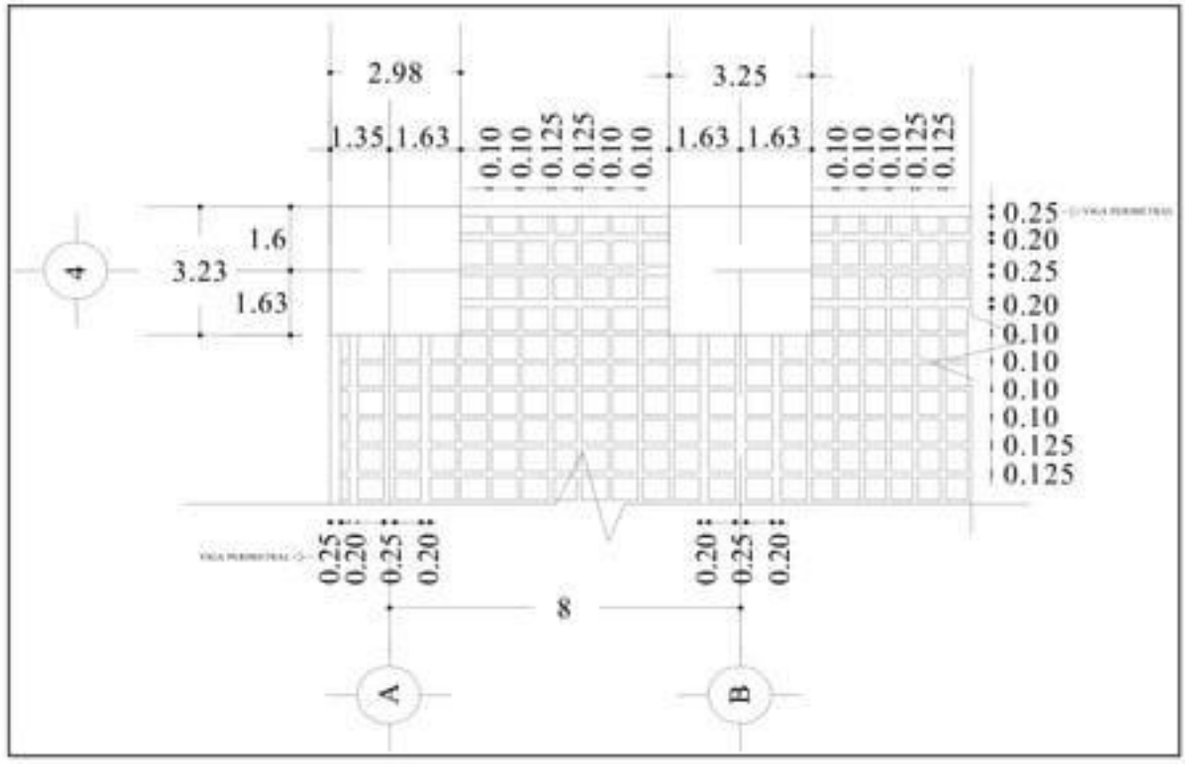


Figura 30. Detalle de la configuración de la losa, (zona de esquina).

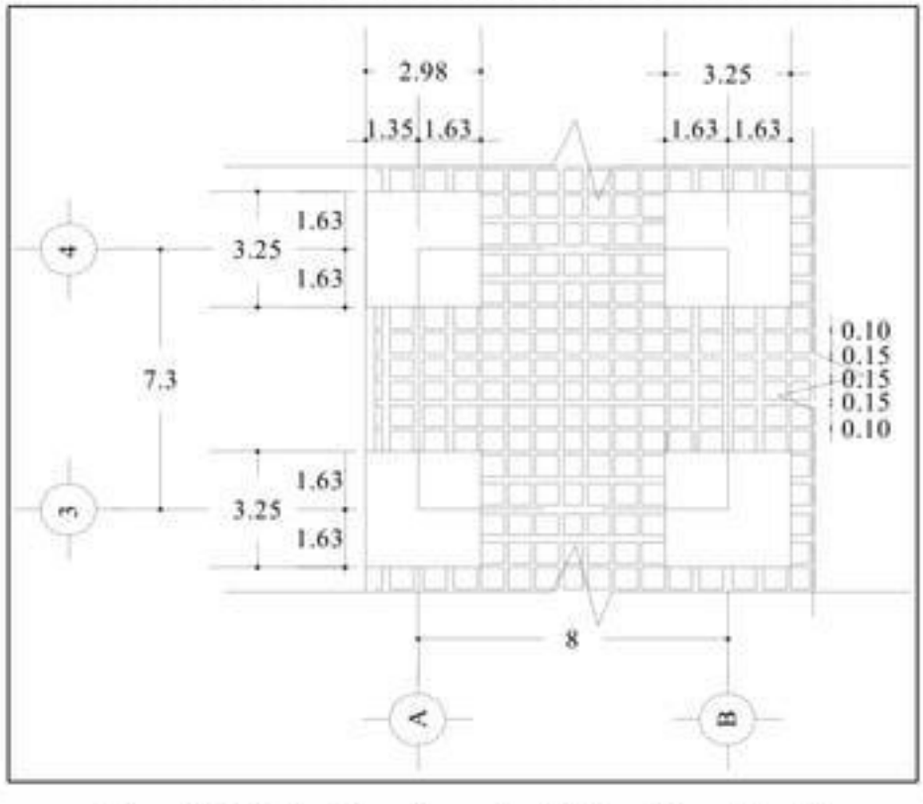


Figura 31. Detalle de la configuración de la losa, (Zona de borde)

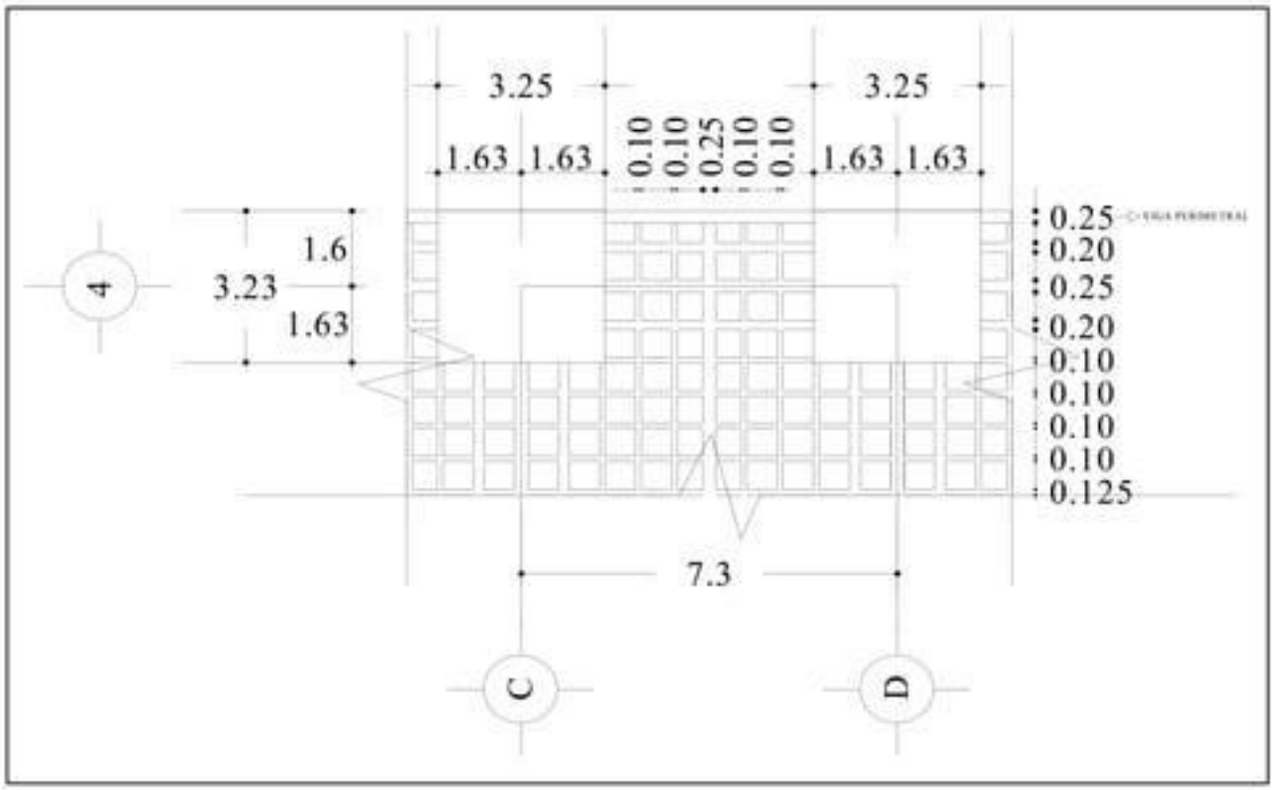


Figura 32. Detalle de la configuración de la losa, (Zona central superior)

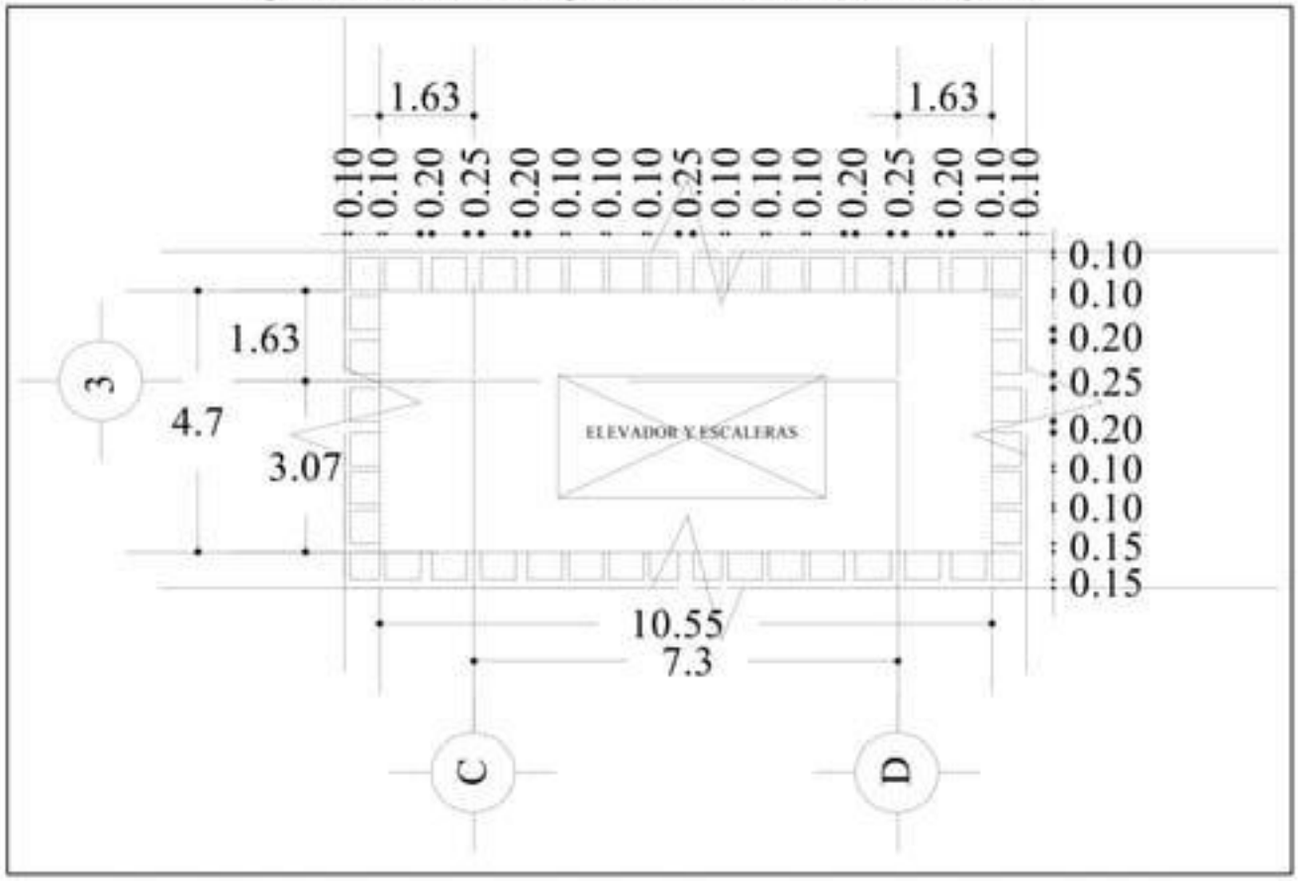


Figura 33. Detalle de la configuración de la losa, (Zona central, hueco de escaleras y elevador)

4.3.3 COLUMNAS

Para el predimensionamiento de columnas, se tomaron las siguientes consideraciones:

$$b_{col} = \frac{350cm}{18} = 52.78cm \approx 53cm$$

$$b_{col} = \frac{340cm}{14} = 24.30cm \approx 25cm$$

Pre cálculo en base a la altura y el claro más desfavorable, utilizado para considerar el peso de la columna en el pre dimensionamiento

Tomamos la mayor; b = 53cm.

PARA LA COLUMNA CENTRAL CRÍTICA

$W_{AZ} = W_{LOSAAZ} + W_{ABACO} + W_{COL} + W_{NERVADURAS}$

$W_{LOSAAZ} = (591\ kg/m^2)(8.30m)(8.40m) = 41,204.52kg$
$W_{ABACO} = (3.25m)(3.25m)(0.35m)(2400kg/m^3) = 8,872.5kg$
$W_{COL} = ((0.53m)(0.53m)(3.4m))(2400kg/m^3) = 2,292.14kg$
$W_{NERVADURAS} = (19.36m^2)(0.35m)(2400kg/m^3) = 16,262.4kg$
$W_{AZ} = 68,631.56kg = 68.63\ TON$

$W_3 = W_{LOSAENTRP} + W_{ABACO} + W_{COL} + W_{NERVADURAS}$

$W_{LOSAENTRP} = (587\ kg/m^2)(8.30m)(8.40m) = 40,925.64\ kg$
$W_{ABACO} = 8,872.5kg$
$W_{COL} = 2,292.14kg$
$W_{NERVADURAS} = 16,262.4kg$
$W_3 = 68,352.68kg = 68.35\ TON$

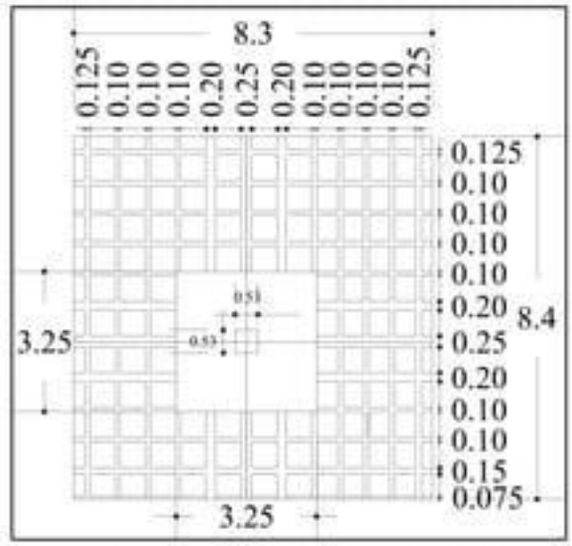


Figura34. Elementos en planta de la columna critica (central 3-B)

$P = W_{AZ} + \sum W_i$ ENTREPISO
$P = 68.63TON + (68.35\ TON * 3) = 273.68\ TON$

$A_{COL} = \frac{273,680kg}{(0.30*250\ kg/m^2)} = 3649cm^2$ $\quad b = \sqrt{3649cm^2} = 61 \times 61$

BASE RECTANGULAR:

PARA:

b= 50cm
L= 3649 / 50 = 72.98≈ 75 *50x75* DIMENSION SELECCIONADA

b= 60cm
L= 3649 / 60 = 60.81≈ 61 60x61

b= 70cm
L= 3649 / 70 = 52.13 ≈ 53 70X53

PARA LA COLUMNA DE BORDE CRÍTICA

$W_{AZ}= W_{LOSAAZ} + W_{ABACO} + W_{COL} + W_{NERVADURAS} + W_{PRETIL}$

$W_{LOSAAZ}= (591\ kg/m^2)(5.35m)(8.40m)= 26,559.54kg$
$W_{ABACO}= (3.25m)(2.98m)(0.35m)(2400kg/m^3)= 8,135.4kg$
$W_{COL}= ((0.53m)(0.53m)(3.4m))(2400kg/m^3)= 2,292.14kg$
$W_{NERVADURAS} = (12.016m^2)(0.35m)(2400kg/m^3)= 10,093.44kg$
$W_{PRETIL}= (0.70m)(8.40m)(150kg/m^2)= \underline{882kg}$
$W_{AZ} = 47,080.53kg = 47.08\ TON$

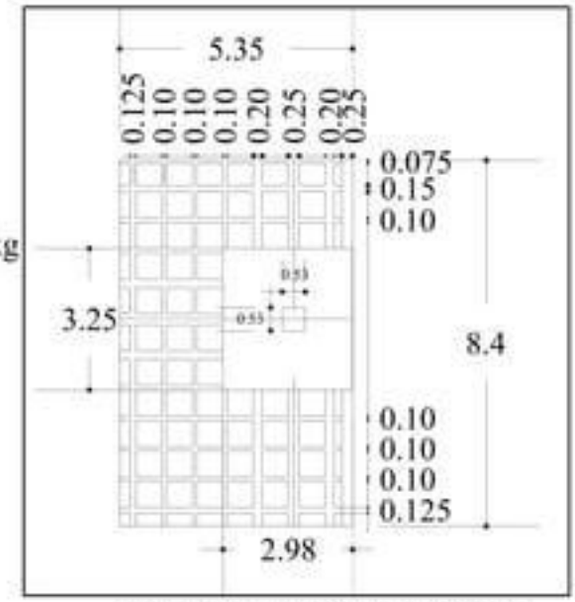


Figura35. Elementos en planta de la columna critica (de borde F-2)

$W_3= W_{LOSAENTRP} + W_{ABACO} + W_{COL} + W_{NERVADURAS}$

$W_{LOSAENTRP}= (587\ kg/m^2)(5.35m)(8.40m)= 26,379.78\ kg$
$W_{ABACO}= 8,135.4kg$
$W_{COL}= 2,292.14kg$
$W_{NERVADURAS}= 10,093.44kg$
$W_{VIDRIO\ YCANCELERIA} = (224kg/m)(8.4m) = \underline{1881.6kg}$
$W_3= 48,782.36\ kg = 48.78\ TON$

$P= W_{AZ}+\sum W_i$ ENTREPISO
$P= 47.08TON + (48.78\ TON * 3) = 193.42\ TON$

$A_{COL} = \frac{193,420kg}{(0.30*250\ kg/m^2)} = 2579cm^2$ $\qquad b = \sqrt{2579cm^2} = 51 \times 51$

BASE RECTANGULAR:

PARA:

b= 40cm
$L= \frac{2579}{40} = 64.48 \approx 65$ 40X65

b= 60cm
$L= \frac{2579}{60} = 42.98 \approx 43$ 60x43

b= 70cm
$L= \frac{2579}{70} = 36.84 \approx 37$ *70X40* DIMENSIÓN SELECCIONDA

CAPÍTULO V "MODELAMIENTO EN AMBOS PROGRAMAS"

5.1 MODELADO EN STAAD PRO 2007

Para realizar el modelo en este programa se ejecutaron los siguientes pasos:

1) Formar la topología de la estructura, esto se puede desde la malla (grid) ó section wizard, que es una librería que contiene el programa para facilitar el modelado. En nuestro caso Primero se formó una columna y a ésta se le colocaron una serie de platos en la parte superior (configuración de la columna y el ábaco). Lo mismo se repitió con todas las columnas de planta baja, incluyendo el ábaco central. Posteriormente se unieron las piezas conformadas por vigas conectadas en los bordes de los platos, esto para generar la malla de nervaduras. Una vez que se tuvo la configuración se procedió a copiar la estructura a los siguientes 2 niveles y la planta de azotea sufrió la modificación de separar el ábaco central y formar 2 ábacos centrales, la configuración quedo de la siguiente manera.

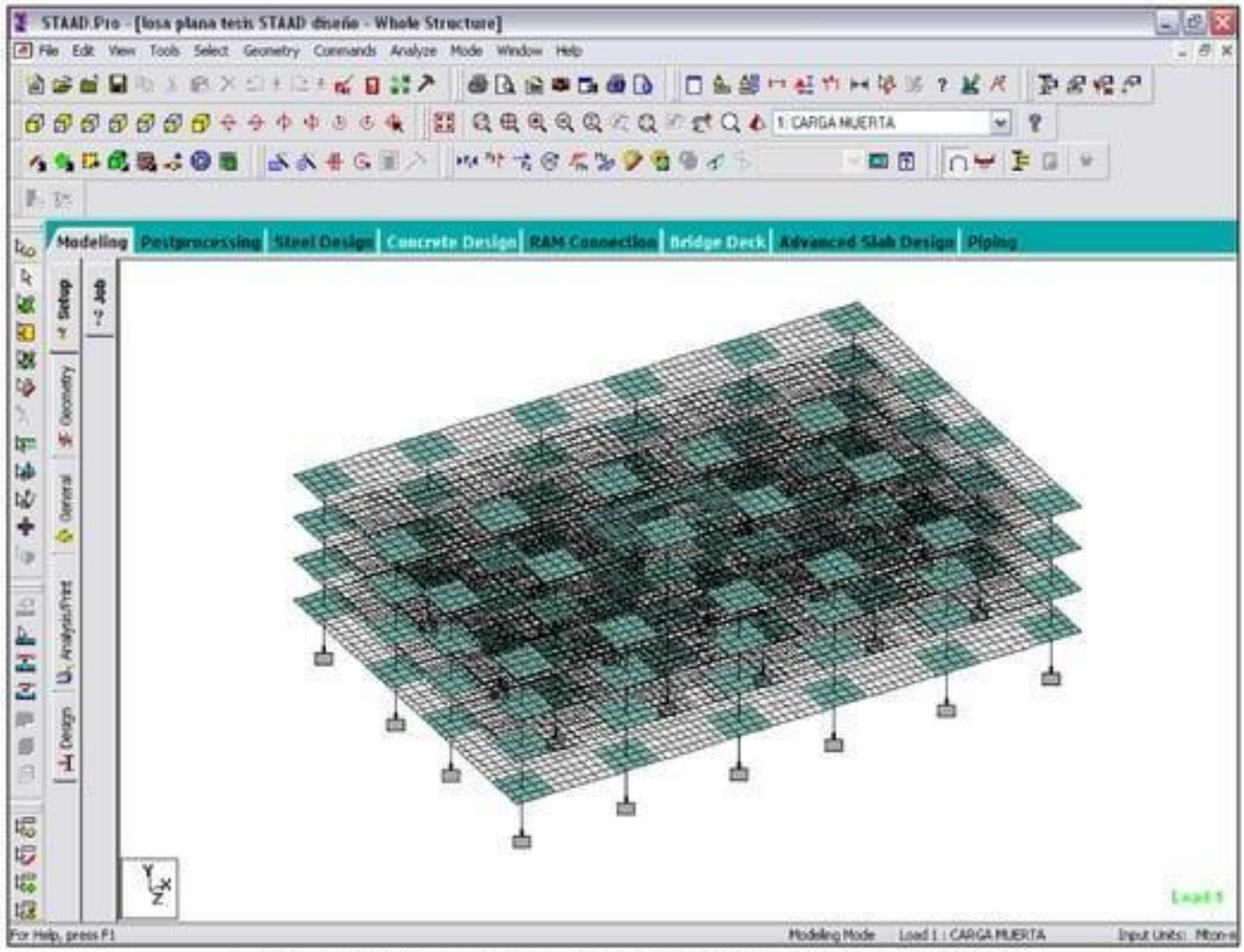


Figura 36. Estructura modelada, considerando columnas, nervaduras y platos.[34]

[34] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.

2) Determinar propiedades de los elementos:

2.1) Definición de secciones y materiales

El programa trae una librería de secciones para diversos materiales como concreto y acero.

Figura 37. Menú propiedades.[35]

Para este edificio, se tomaron secciones rectangulares lineales para las vigas y nervaduras.

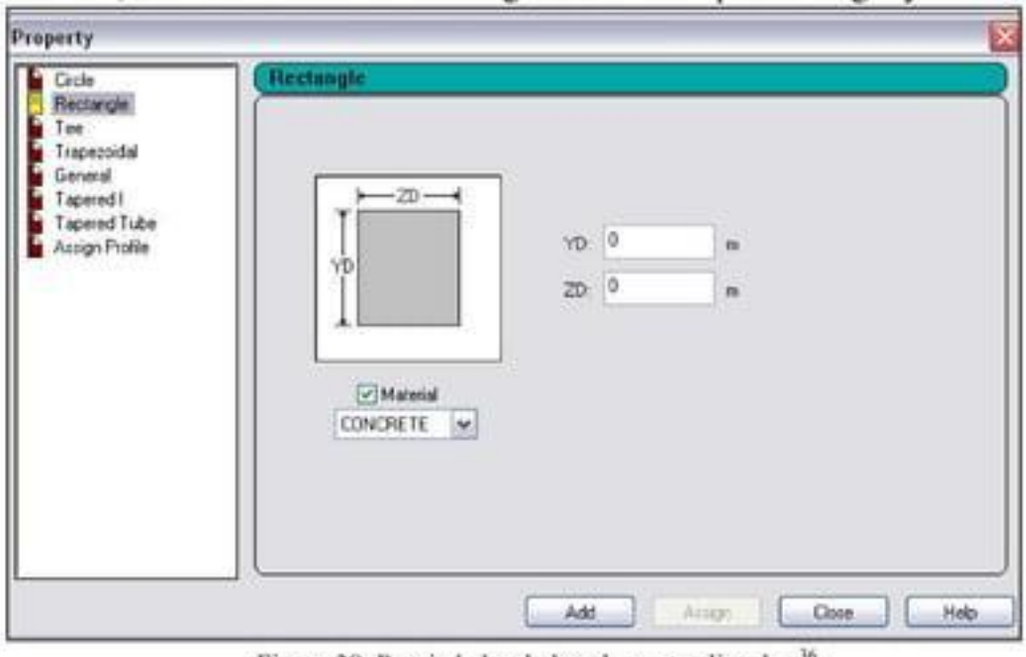


Figura 38. Propiedades de los elementos lineales.[36]

[35] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.

Y para los ábacos, secciones macizas (platos).

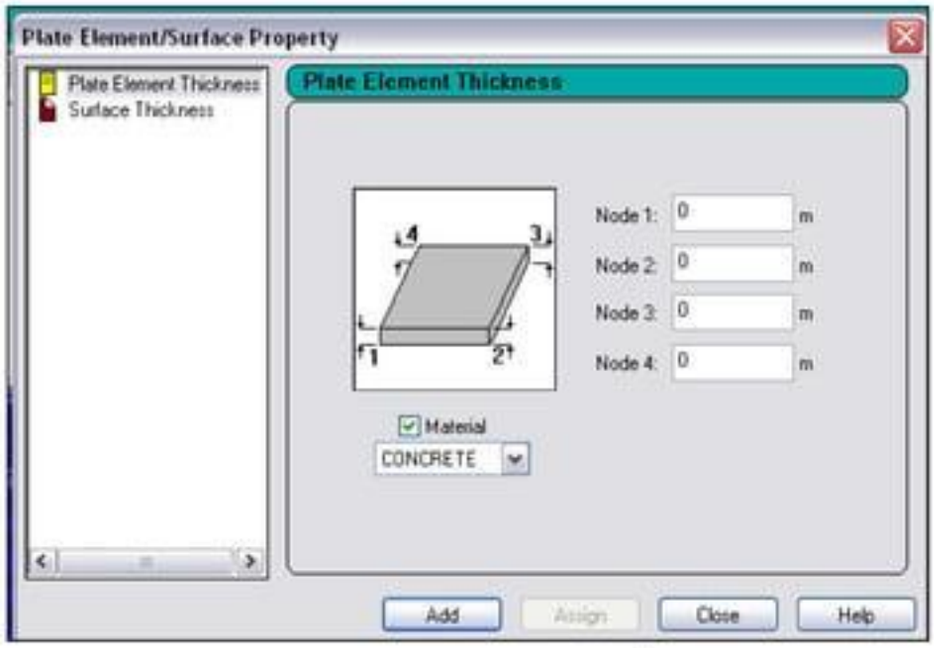


Figura 39. Propiedades de los platos.[37]

Posteriormente se declara el material con sus propiedades.

losa plana tesis STAAD diseño - Materials

Name	E MTon/cm2	Poisson's Ratio	Density MTon/m3	Alpha @/°C
STEEL	2090.418	300E-3	7.833	12E-6
ALUMINUM	703.070	330E-3	2.713	23E-6
CONCRETE	221.467	170E-3	2.403	10E-6

Figura 40. Materiales y sus Propiedades.[38]

3) Una vez que se tuvo la configuración geométrica con las propiedades asignadas, se procedió a declarar los estados de carga para el modelo. Para esto el programa tiene una serie de opciones que nos permite tanto crear la lista de cargas y combinaciones, como escoger el tipo de carga, para el caso de este edificio, todas las cargas estáticas se colocaron en los nodos como puntuales, excepto el peso propio ya que el programa puede generarlo.

[36] Loc. Cit.
[37] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[38] Loc. Cit.

Figura 41. Menú de cargas. [39]

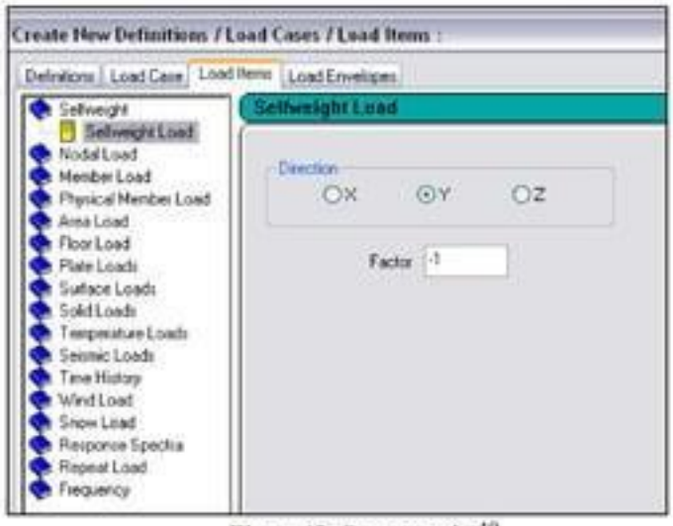


Figura42. Peso propio [40]

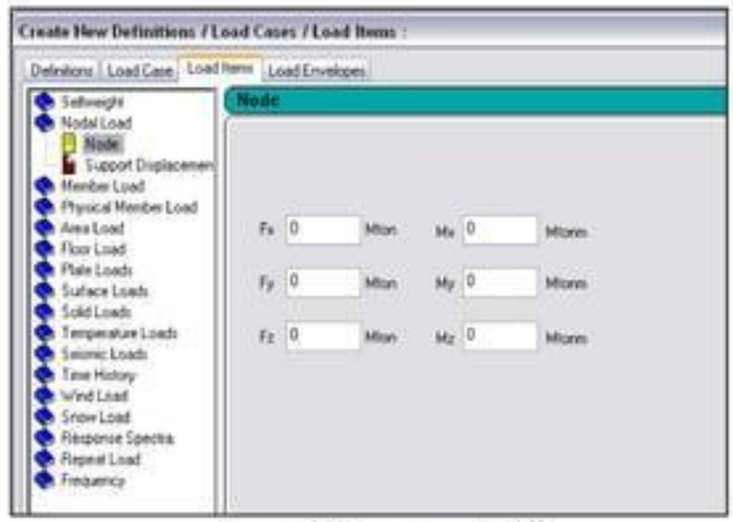


Figura 43. Cargas en nodos. [41]

4) El siguiente paso fue crear el espectro de diseño para el análisis sísmico modal. El programa contiene una herramienta para generarlo, solo necesita el periodo y la aceleración, en nuestro caso utilizaremos el de zona I que contienen las NTC-04, el cual fue descrito en el capítulo III de este trabajo.

[39] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[40] Loc. Cit.
[41] Loc. Cit.

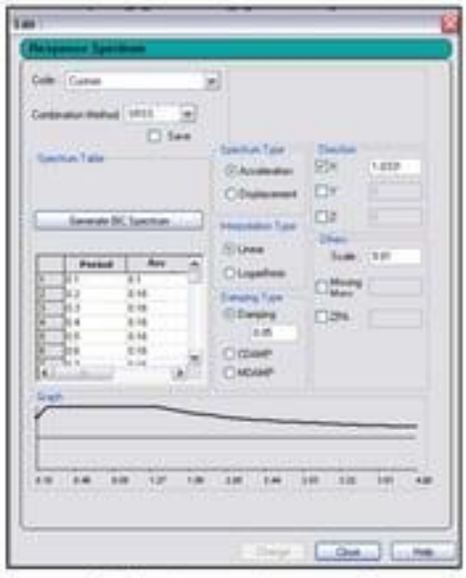


Figura 44. Espectro de diseño zona I generado por el programa.[42]

Para generar los sismos, se modelo la masa del edificio, utilizando las cargas estáticas de servicio (CM y Wa) y el peso propio. Estas se reprodujeron actuando en 3 direcciones (X, Y, Z), ya que este programa no contiene una opción para generarla.

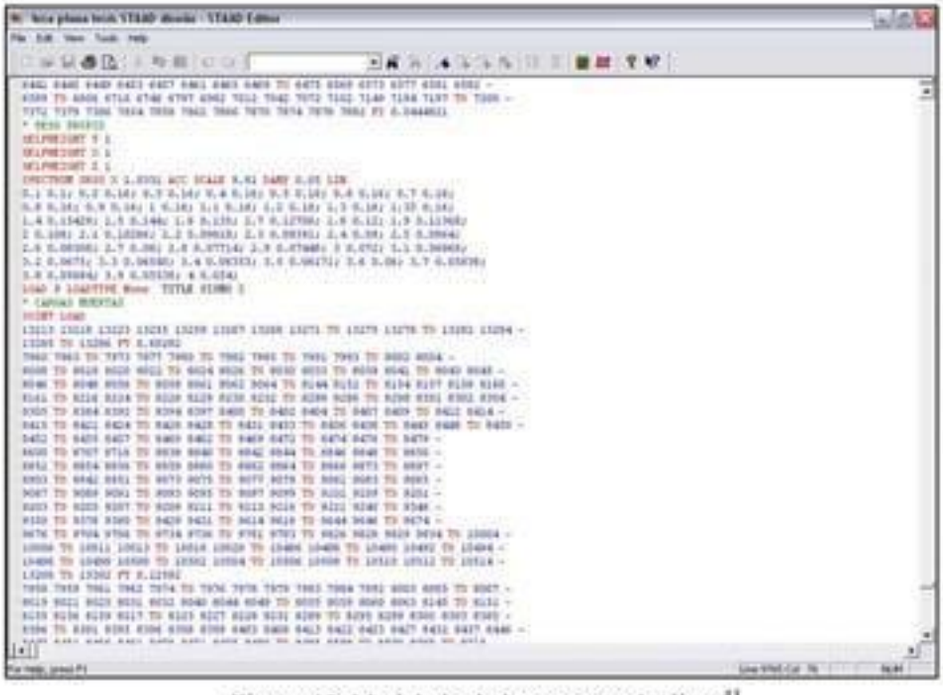


Figura 45. Modelado de la masa en el editor.[43]

El último paso es darle la instrucción al programa para ejecutar el análisis, una vez finalizado obtenemos los resultados que se compararan con el otro programa, de estos resultados se elegirá uno para realizar el diseño.

[42] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[43] Loc. Cit.

5.2 MODELADO CON ETABS V.0.9

Para realizar el modelo en este programa se ejecutaron los siguientes pasos:

1) Formar la topologia de la estructura, este programa tiene varias plantillas para facilitar la constitución de la estructura, además de que cuenta con una malla en la cual se le puede proporcionar la configuración inicial como son las distancias entre ejes y las alturas de los niveles. El programa tiene la opción de asignar un piso maestro si es que la edificación cuenta con plantas tipo como es el caso de este edificio, lo que permite hacer cambios simultáneos sin necesidad de trabajar piso por piso. Para la presente estructura se utilizó la plantilla que contiene el programa para losa plana aligerada (nervada).

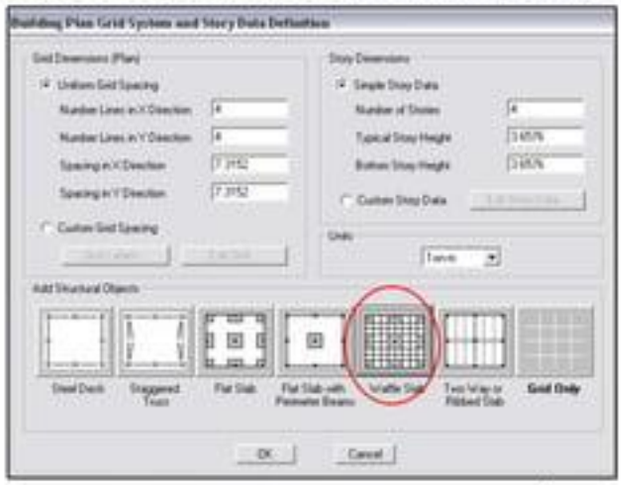


Figura 46. Plantillas para estructuras.[44]

Antes de proporcionar las dimensiones y propiedades de los elementos, como ábacos y nervaduras, se edito el número de ejes, pisos y distancias entre ellos.

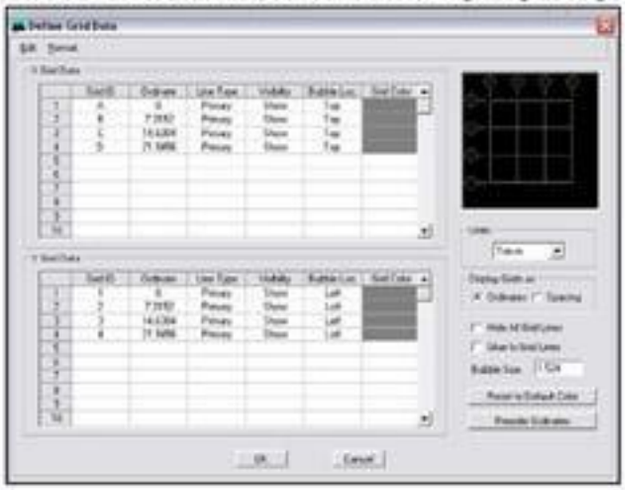


Figura 47. Distribución de la planta.[45]

Figura 48. Alturas de entrepiso.[46]

[44] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[45] Loc. Cit.
[46] Loc. Cit.

Ya que se editó la forma general de la estructura, el programa tiene la opción de proporcionar las dimensiones y separaciones de los elementos que conformarán la losa plana aligerada (ábacos y nervaduras).

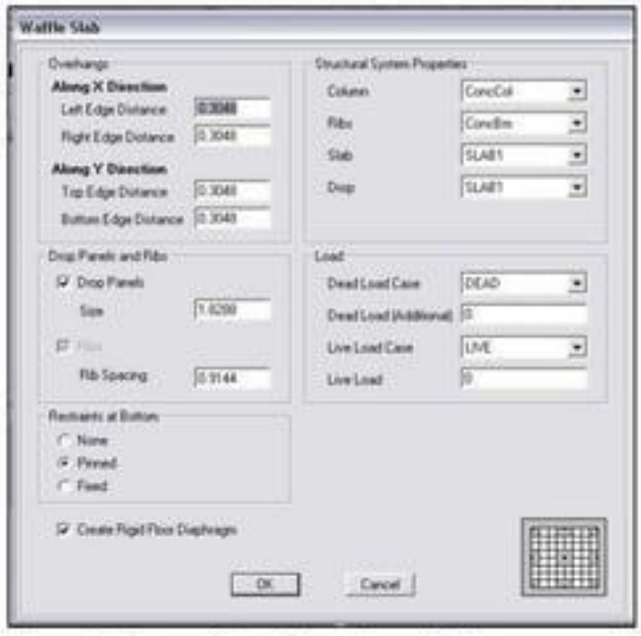


Figura 49. Separación y dimensiones de ábacos y nervaduras.[47]

La estructura queda conformada de la siguiente manera:

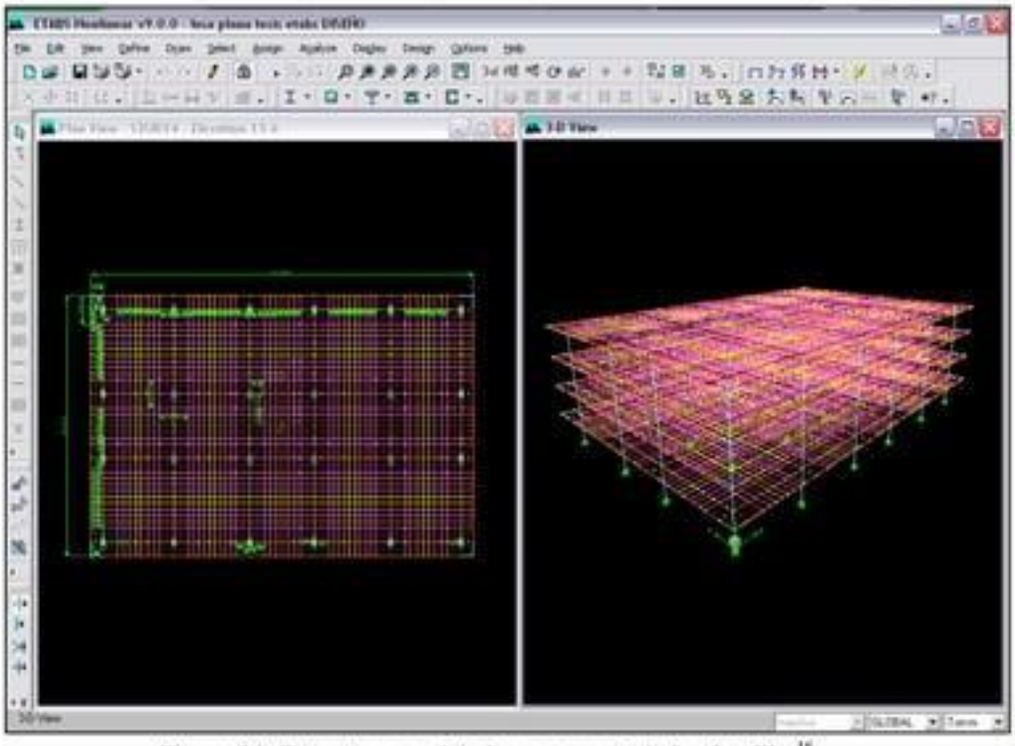


Figura 50. Estructura modelada, con ayuda de la plantilla.[48]

[47] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[48] Loc. Cit.

2) Definir propiedades de los elementos

2.1) Dimensiones y materiales

Para definir las dimensiones de los elementos lineales como columnas y nervaduras, el programa contiene una serie de secciones para diversos materiales como concreto y acero, de esta se crearon secciones rectangulares.

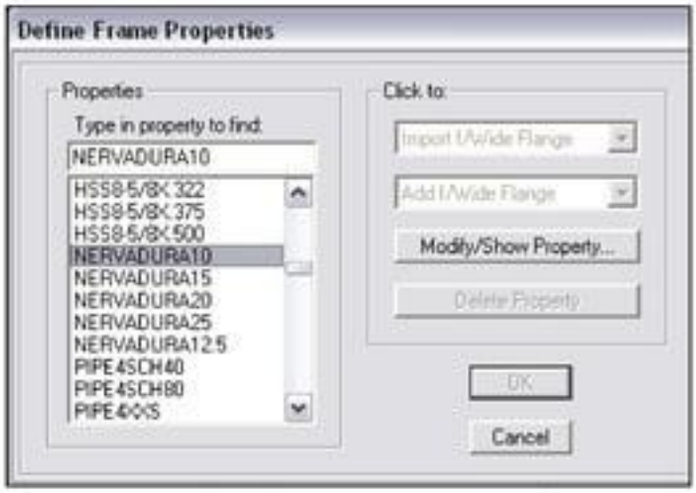


Figura 51. Declaración de secciones.[49]

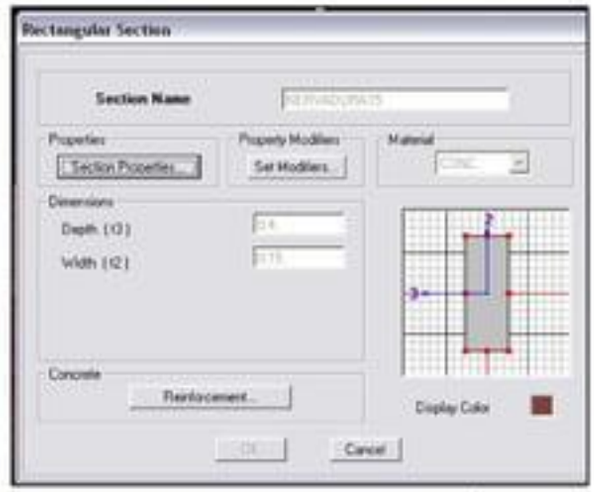


Figura 52. Dimensionamiento.[50]

Para los elementos macizos como ábacos y la capa de compresión que es parte integral del sistema, se utilizó la lista que el programa proporciona.

Figura 53. Declaración de secciones.[51]

Figura 54. Dimensionamiento.[52]

[49] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[50] Loc. Cit.
[51] Loc. Cit.
[52] Loc. Cit.

Para los materiales, que en este caso es concreto, se definieron en una lista que el programa tiene y en la cual se pueden modificar según sean las necesidades.

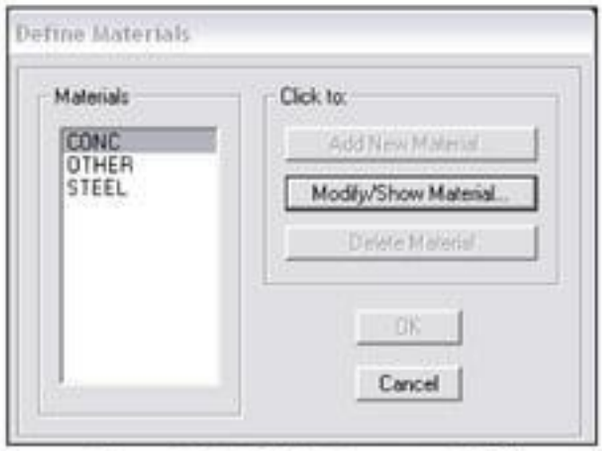


Figura 55. Definición de materiales.[53]

Figura 56. Propiedades del material.[54]

3) El siguiente paso, una vez que se tiene la estructura modelada y con las propiedades asignadas, es crear los estados de carga para el análisis.

El programa tiene un menú para crear los diversos tipos de carga estática:

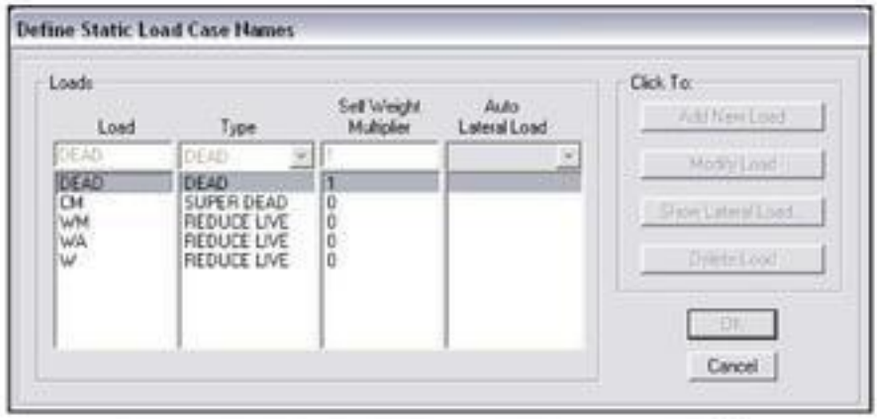


Figura 57. Declaración de los estados de carga estática.[55]

Una vez declarados estos estados, se procedió a asignar carga a los diferentes niveles, para esto se utilizaron las herramientas del menú de cargas. En el caso de las losas se utilizó la carga distribuida sobre áreas. Para recrear la carga lateral en los bordes, se hizo con la carga uniformemente distribuida para vigas. La carga que produce el elevador, el cuarto de escaleras, y los tinacos se hizo por medio de cargas puntuales sobre nodos.

[53] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[54] Loc. Cit.
[55] Loc. Cit.

Figura 58. Carga uniforme sobre áreas.[56]

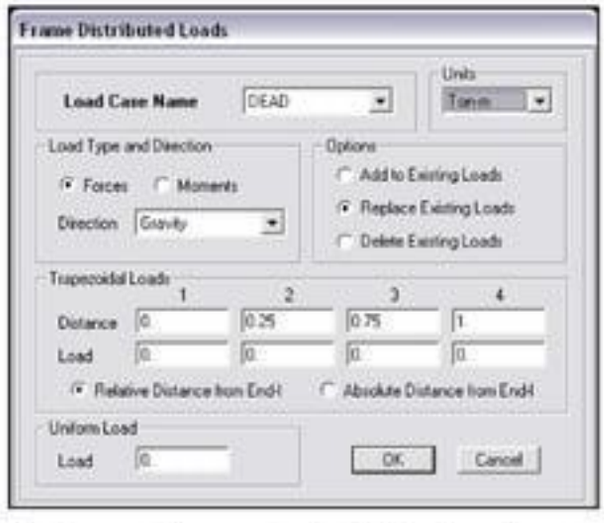


Figura 59. Carga uniformemente distribuida sobre elementos lineales.[57]

Figura 60. Carga puntual sobre nodos.[58]

[56] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[57] Loc. Cit.
[58] Loc. Cit.

4) Generar el espectro de diseño; para esto el programa lo puede hacer de 2 formas, a través de un archivo que contenga los periodos y aceleraciones, o introduciéndolos de forma manual.

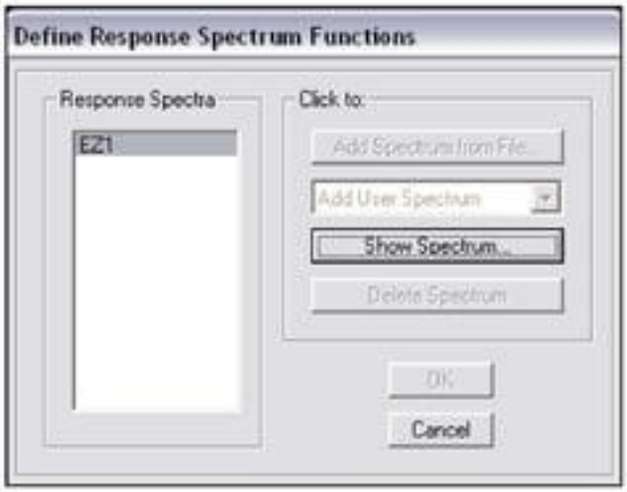


Figura 61. Definición del espectro de diseño.[59]

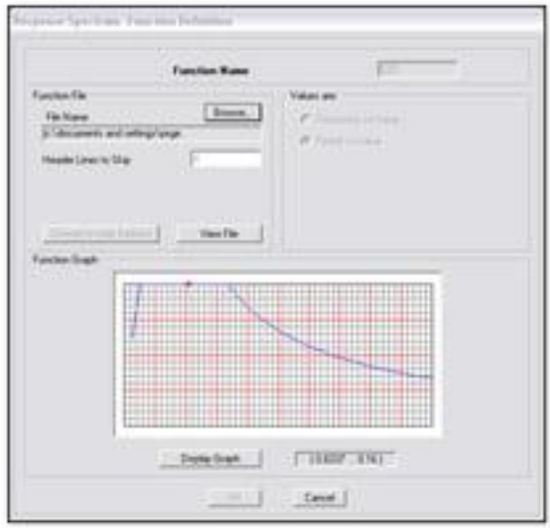


Figura 62. Construcción del espectro.[60]

Para que el programa genere los sismos en las direcciones que necesitamos, se deben declarar sus propiedades, como la dirección y el tipo de combinación.

Figura 63. Declaración de los sismos.[61]

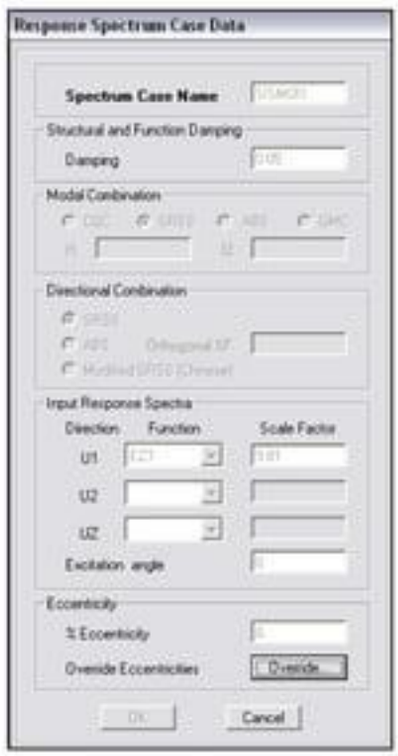


Figura 64. Propiedades de los sismos.[62]

[59] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[60] Loc. Cit.
[61] Loc. Cit.

5) Antes de ejecutar el análisis sísmico, necesitamos calcular la masa de la estructura, el programa permite hacerlo de diversas formas, para el caso de este edificio se hizo por medio de las cargas estáticas de servicio.

Figura 65. Definición de la masa.[63]

Se hace una primera corrida, con el objetivo de permitir al programa calcular la masa de la estructura.

6) Una vez obtenida la masa, se generan las combinaciones de diseño, tanto las estáticas como las sísmicas, estas con sus respectivos factores.

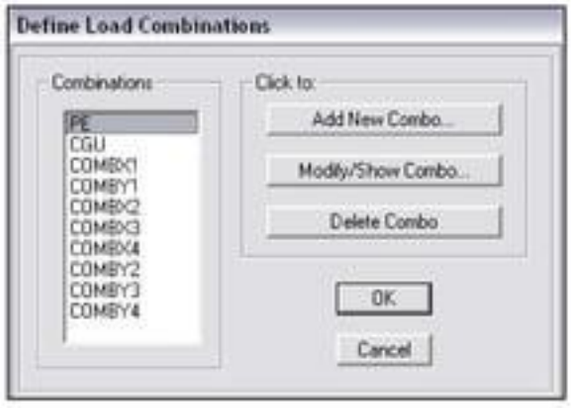


Figura 66. Declaración de las combinaciones. [64]

Figura 67. Edición de las combinaciones.[65]

El último paso es darle la instrucción al programa para realizar el análisis, y con los resultados obtenidos se realiza la comparación con el otro programa para elegir con que elementos mecánicos diseñar.

---

[62] Loc. Cit.
[63] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[64] Loc. Cit.
[65] Loc. Cit.

CAPÍTULO VI "COMPARATIVA DE RESULTADOS"

6.1 COMPARATIVA DE RESULTADOS Y COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON AMBOS PROGRAMAS.

VI.I Comparativa de resultados entre STAAD Pro. 2007 vs ETABS V.9.0	
STAAD Pro. 2007	ETABS V.9.0
Peso del edificio (C.S.S) = 5323.216 ton C.S.G = 7881.145 ton Cortante basal en X = 721.31 ton Cortante basal en Z = 693.58 ton	Peso del edificio (C.S.S) = 5435.65 ton C.S.G = 7951.721 ton Cortante basal en X = 742.10 ton Cortante basal en Y = 720.051 ton

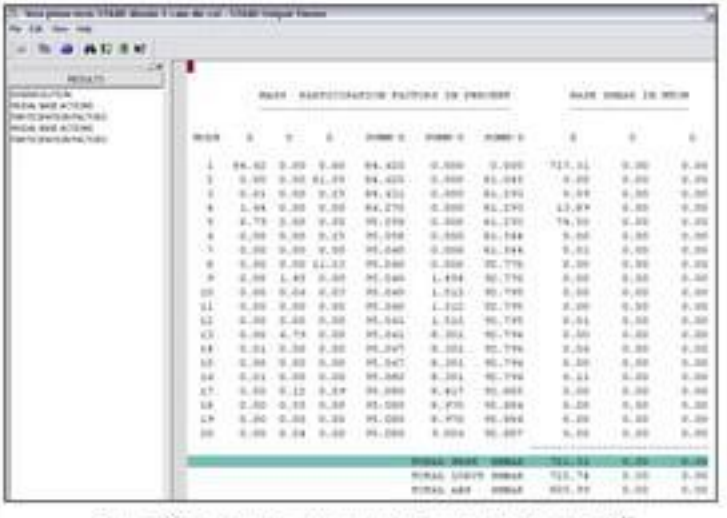
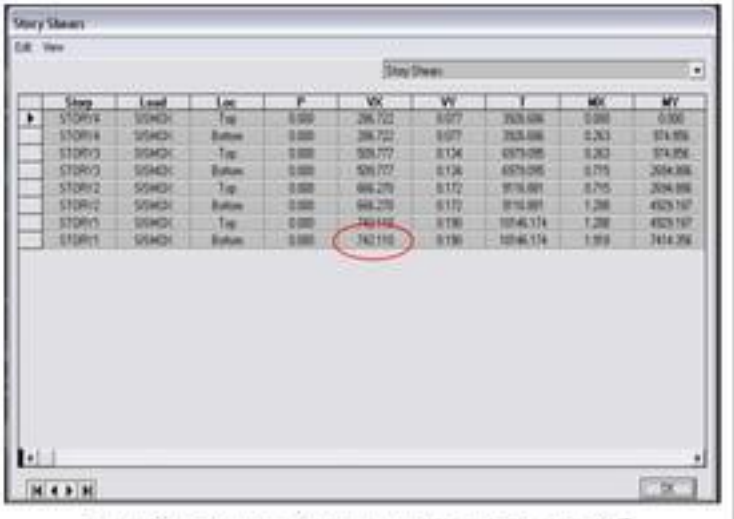

	

Figura 68. Archivo de salida, cortante basal en la dirección X[66]	Figura 69. Archivo de salida, cortante basal en la dirección X[67]

[66] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.

Figura 70. Archivo de salida, cortante basal en la dirección Z.[68]

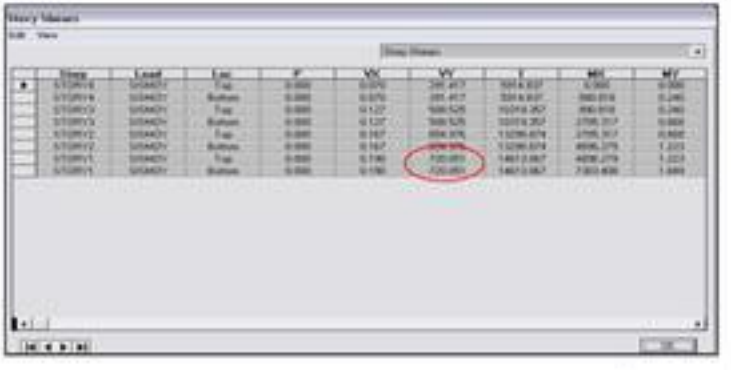


Figura 71. Archivo de salida, cortante basal en la dirección Y[68]

Periodos del edificio: 1er Modo = 0.935 seg.
2do Modo = 0.801 seg.
3er Modo = 0.793 seg.

Periodos del edificio: 1er Modo = 0.995 seg.
2do Modo = 0.832 seg.
3er Modo = 0.782 seg.

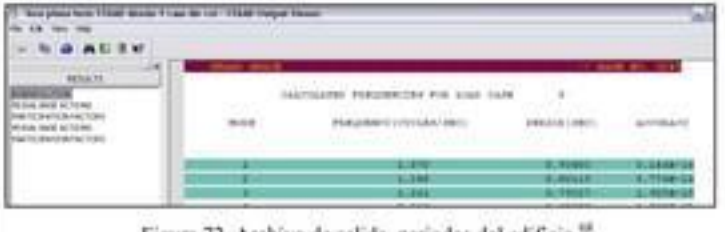


Figura 72. Archivo de salida, periodos del edificio.[68]

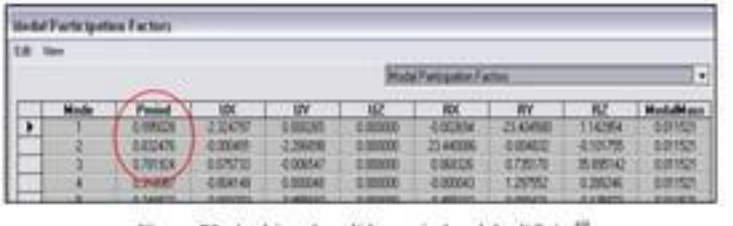


Figura 73. Archivo de salida, periodos del edificio.[68]

*__NOTA:__ Se recuerda que estos desplazamientos no necesitan multiplicarse por Q.

[67] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0. ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[68] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.

Desplazamientos maximos:

Figura 74 Archivo de salida, desplazamientos maximos.[70]

Desplazamiento maximo en X, eje 1 = 4.83cm

Figura 76. Archivo de salida, desplazamientos maximos.[70]

Desplazamientos maximo en Z, eje 1 = 3.80cm

Desplazamientos maximos:

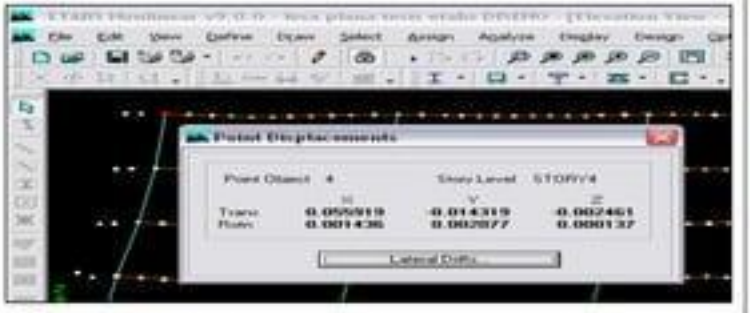


Figura 75. Archivo de salida, desplazamientos maximos.[71]

Desplazamiento Maximo en X, eje 1 = 5.60cm.

Figura 77. Archivo de salida, desplazamientos maximos.[71]

Desplazamiento maximo en Y, eje 4 = 3.96cm

[69] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0. ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[70] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.

Columna A-1 planta baja

Figura 78. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[72]

Columna A-1 planta baja

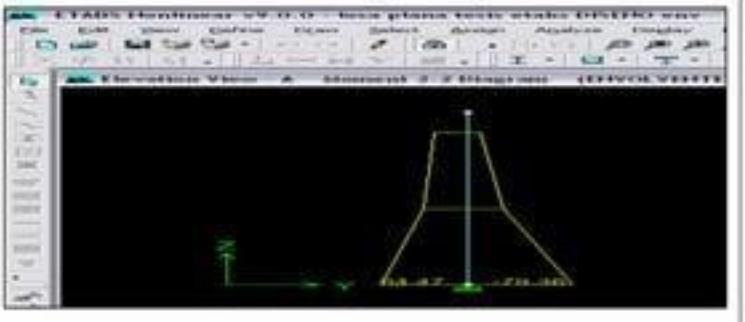


Figura 79. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[73]

Figura 80. Envolvente de momentos flexionantes eje Z.[72]

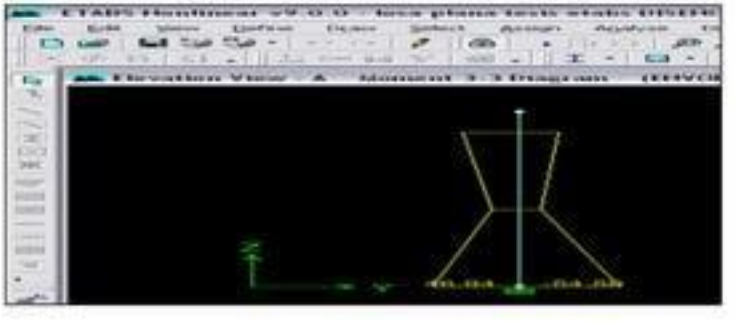


Figura 81. Envolvente de momentos flexionantes jej Y.[73]

[71] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0. ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[72] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.

Columna A-2 planta baja

Figura 82 Envolvente de momentos flexionantes eje X.[74]

Columna A-2 planta baja

Figura 83. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[75]

Figura 84. Envolvente de momentos flexionantes eje Z.[74]

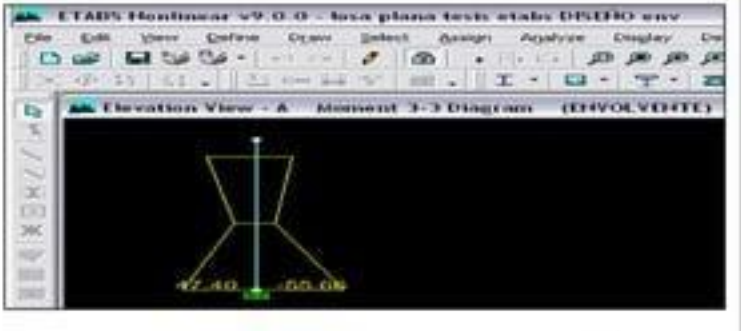


Figura 85. Envolvente de momentos flexionantes eje Y.[75]

[73] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0. ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.
[74] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[75] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0. ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columna A-4 cuarto nivel

Figura 86. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[76]

Columna A-4 cuarto nivel

Figura 87. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[77]

Figura 88. Envolvente de momentos flexionantes eje Z.[76]

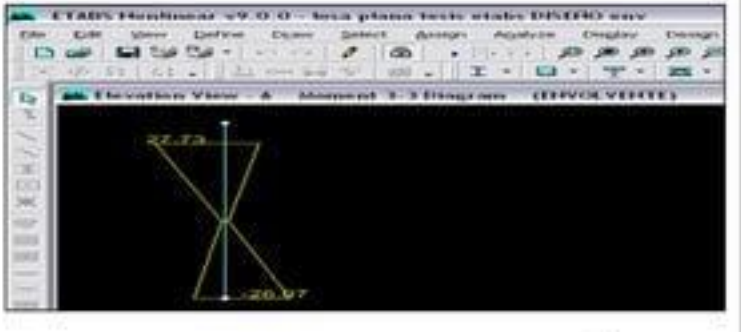


Figura 89. Envolvente de momentos flexionantes eje Y.[77]

[76] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[77] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columna centrales 3-C, 3-D planta baja

Figura 90. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[78]

Columna centrales 3-C, 3-D planta baja

Figura 91. Envolvente de momentos flexinantes eje X.[79]

Figura 92. Envolvente de momentos flexionantes eje Z.[78]

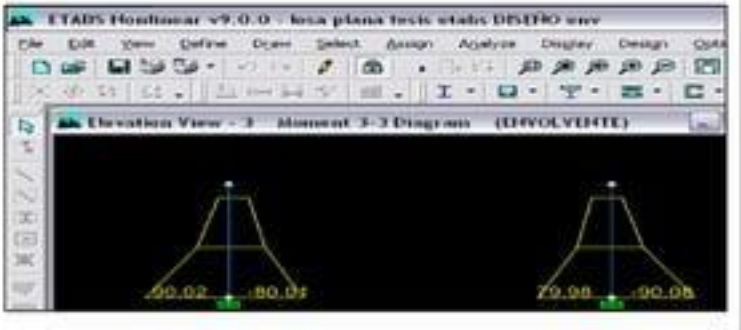


Figura 93. Envolvente de momentos flexionantes eje Y.[79]

[78] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[79] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columnas centrales 3-B, 3-E cuarto nivel

Figura 94. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[80]

Columnas centrales 3-B, 3-E cuarto nivel

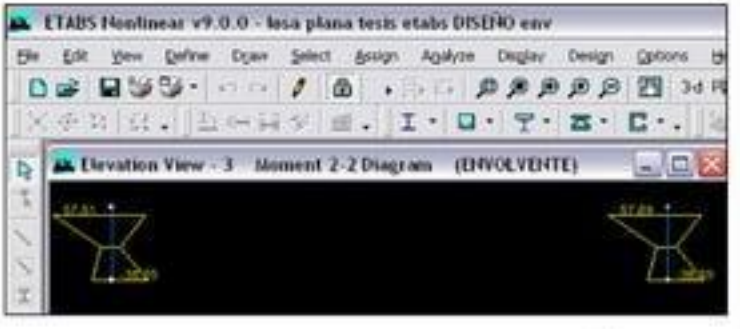


Figura 95. Envolvente de momentos flexionantes eje X.[81]

Figura 96. Envolvente de momentos flexionantes eje Z.[80]

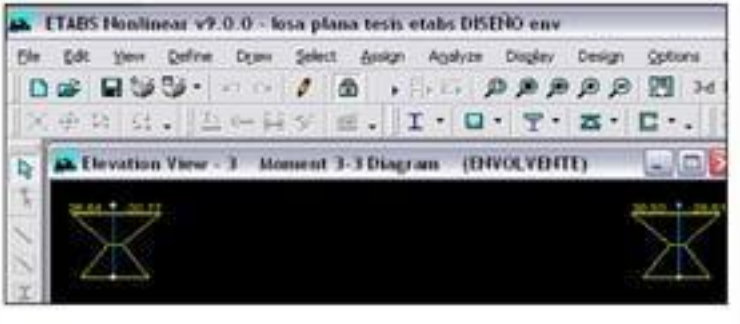


Figura 97. Envolvente de momentos flexionantes eje Y.[81]

[80] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[81] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columna 1-F planta baja

Figura 98. Envolvente de cortantes eje X.[82]

Columna 1-F planta baja

Figura 99. Envolvente de cortantes eje X.[83]

Figura 100. Envolvente de cortantes eje Z.[82]

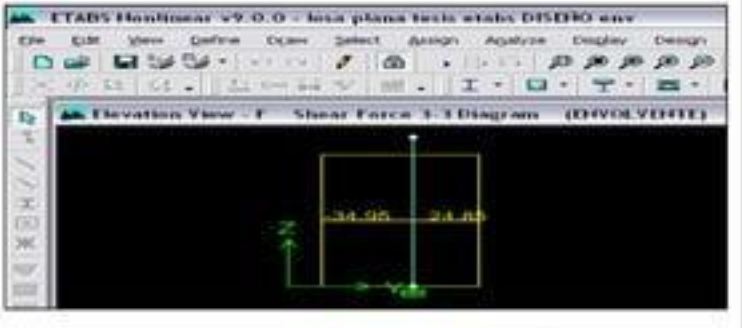


Figura 101. Envolvente de cortantes eje Y.[83]

[82] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[83] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columna 1-B cuarto nivel

Figura 102. Envolvente de cortantes eje X.[84]

Columna 1-B cuarto nivel

Figura 103. Envolvente de cortantes eje X.[85]

Figura 104. Envolvente de cortantes eje Z.[84]

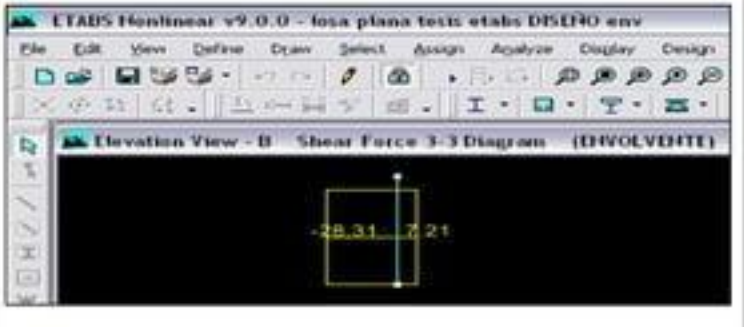


Figura 105. Envolvente de cortantes eje Y.[85]

[84] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[85] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columnas centrales 3-C, 3-D planta baja

Figura 106. Envolvente de cortantes eje X.[86]

Columnas centrales 3-C, 3-D planta baja

Figura 107. Envolvente de cortantes eje X.[87]

Figura 108. Envolvente de cortantes eje Z.[86]

Figura 109. Envolvente de cortantes eje Y.[87]

[86] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[87] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Columnas centrales 3-C, 3-D planta baja

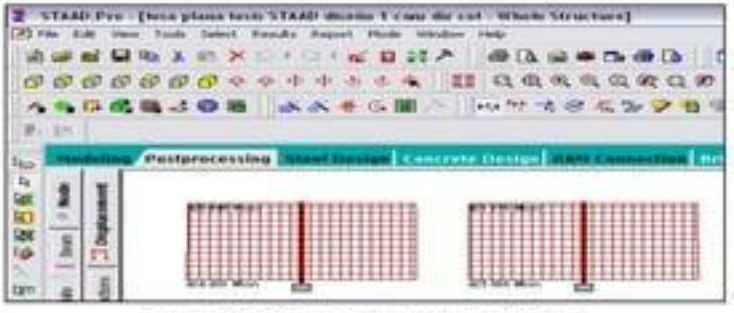


Figura 110. Descarga axial de columnas C.G.U.[88]

Columnas centrales 3-C, 3-D planta baja

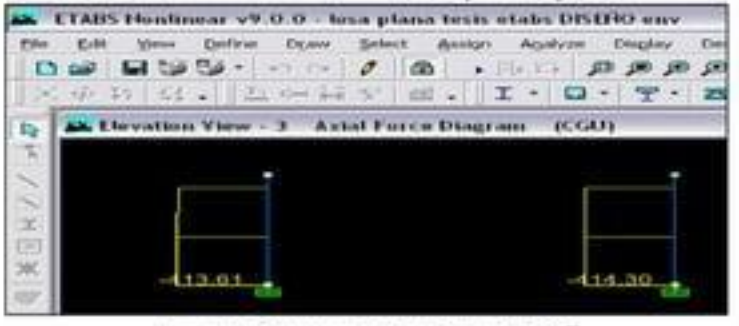


Figura 111. Descarga axial de columnas C.G.U.[89]

Columna 1-A

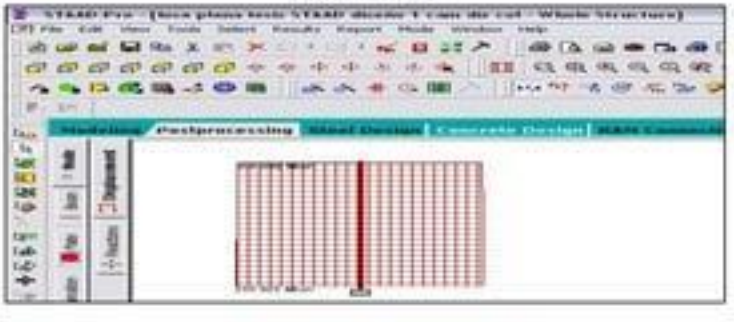


Figura 112. Descarga axial de columna.[88]

Columna 1-A

Figura 113. Descarga axial de columna C.G.U.[89]

[88] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[89] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Nervadura a eje de columnas, eje A (2-1) primer nivel

Figura 114. Envolvente de momentos flexionantes.[90]

M izq = 13.665t.m Mcen = 3.7t.m Mder= 12.056t.m

Figura 116. Envolvente de cortantes.[90]

V izq = 13.800t. Vcen = 2.217t. Vder= 11.754tm

Nervadura a eje de columnas, eje A (2-1) primer nivel

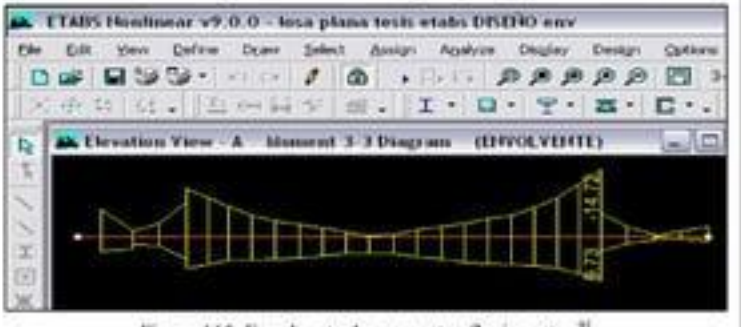


Figura 115. Envolvente de momentos flexionantes.[91]

M izq = 13.20t.m Mcen = 3.82t.m Mder= 14.72t.m

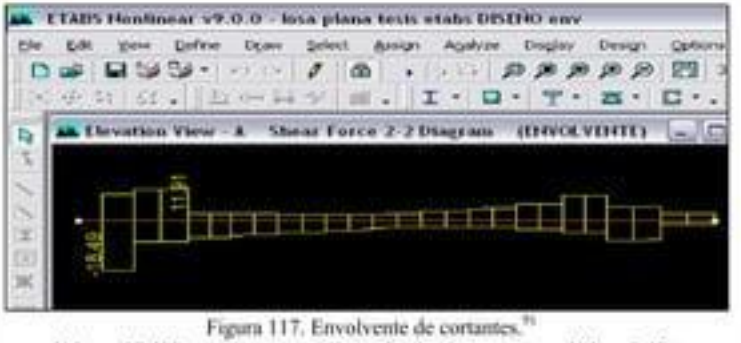


Figura 117. Envolvente de cortantes.[91]

V izq = 18.490t. Vcen = 2.54t. Vder= 9.47tm

[90] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[91] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Nervadura a eje de columnas, eje A (3-2) segundo nivel

Figura 118. Envolvente de momentos flexionantes.[92]

M izq = 11.207t.m Mcen = 1.45t.m Mder= 11.299t.m

Figura 120. Envolvente de cortantes.[92]

V izq = 10.988t. Vcen = 2.36t. Vder= 11.096tm

Nervadura a eje de columnas, eje A (3-2) segundo nivel

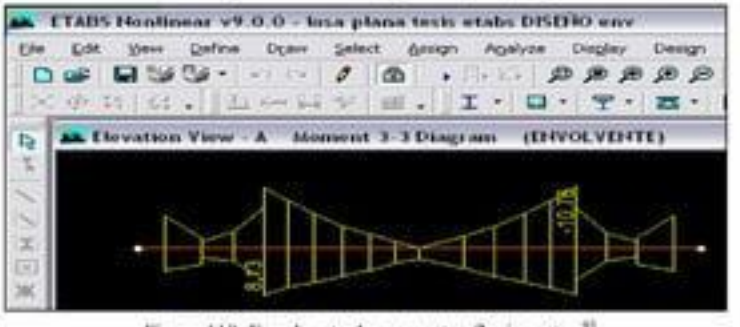


Figura 119. Envolvente de momentos flexionantes.[93]

M izq = 10.50t.m Mcen = 2.1t.m Mder= 10.76t.m

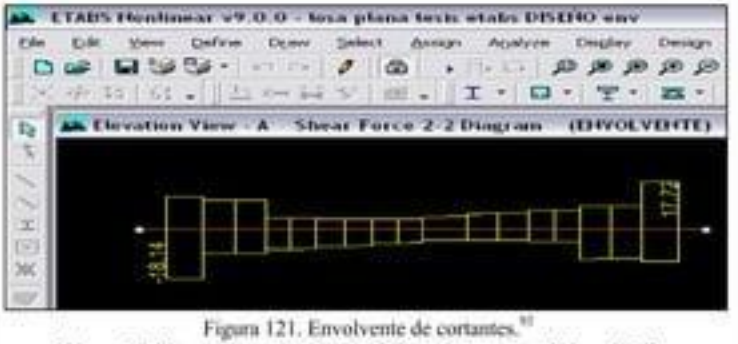


Figura 121. Envolvente de cortantes.[93]

V izq = 18.14t. Vcen = 3.5t. Vder= 17.72tm

[92] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[93] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Nervadura a eje de columnas, eje A (4-3) cuarto nivel

Figura 122. Envolvente de momentos flexionantes.[94]

M izq = 8.484t.m Mcen = 4.10t.m Mder= 8.988t.m

Figura 124. Envolvente de cortantes.[94]

V izq = 8.632t. Vcen = 1.682t. Vder= 8.894tm

Nervadura a eje de columnas, eje A (4-3)cuarto nivel

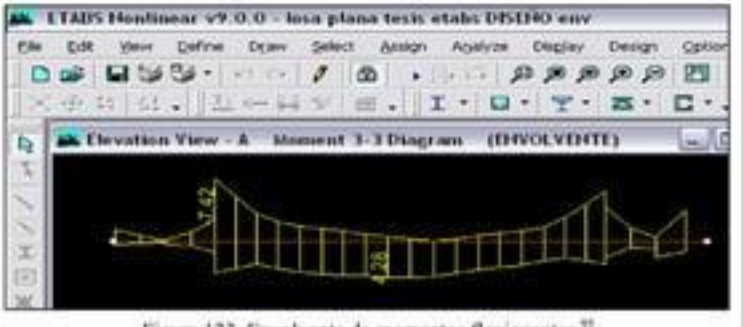


Figura 123. Envolvente de momentos flexionantes.[95]

M izq = 7.420t.m Mcen = 4.28.m Mder= 5.91t.m

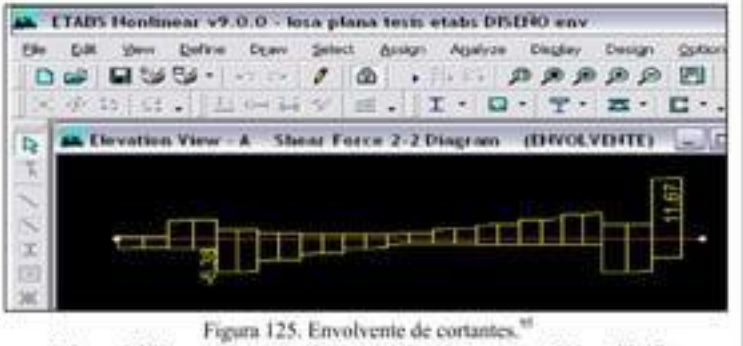


Figura 125. Envolvente de cortantes.[95]

V izq = 6.370t. Vcen = 2.01t. Vder= 11.67tm

[94] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[95] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Abaco 1-A, primer nivel

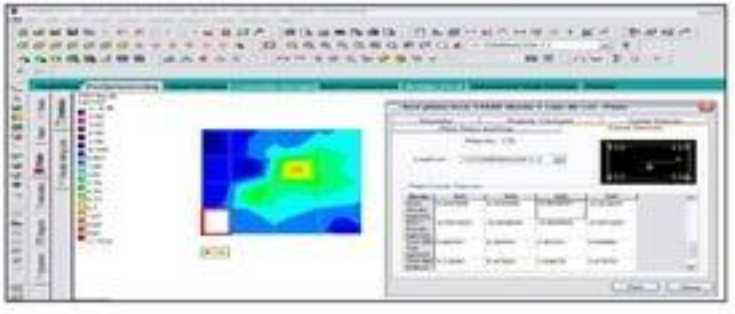


Figura 126. Esfuerzo cortante en placas.[96]

Abaco 1-A, primer nivel

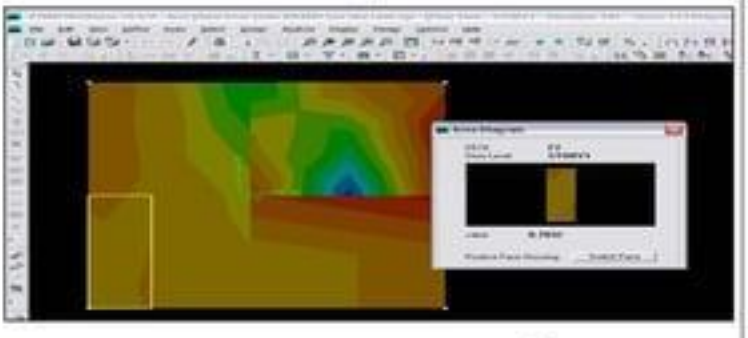


Figura 127. Esfuerzo cortante en placas.[97]

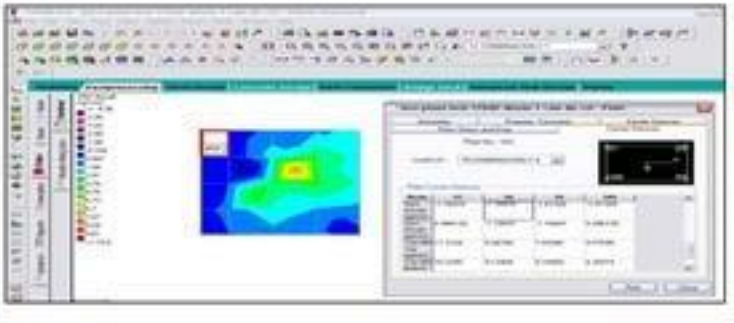


Figura 128. Esfuerzo cortante en placas.[96]

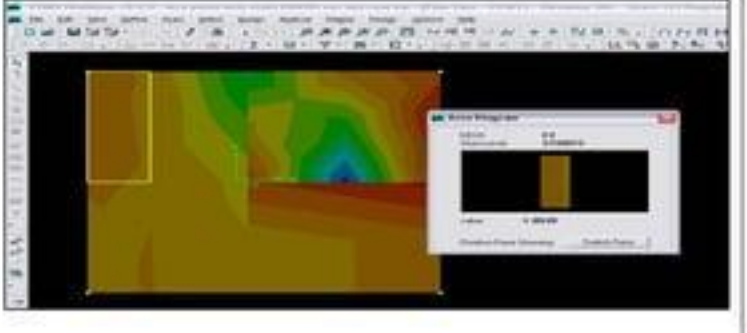


Figura 129. Esfuerzo cortante en placas.[97]

[96] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[97] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Abaco 1-A, primer nivel

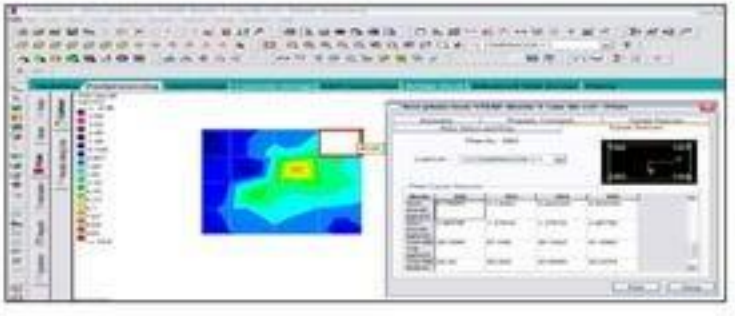


Figura 130. Esfuerzo cortante en placas.[98]

Abaco 1-A, primer nivel

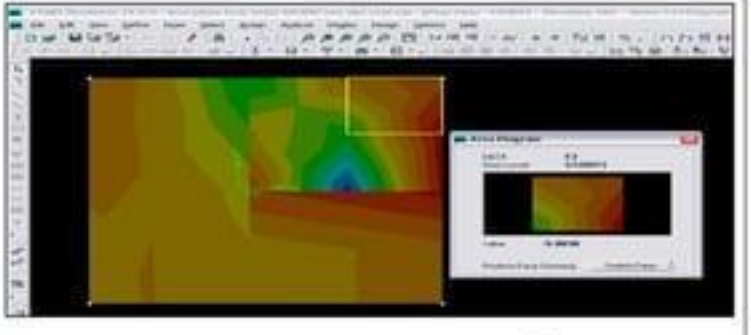


Figura 131. Esfuerzo cortante en placas.[99]

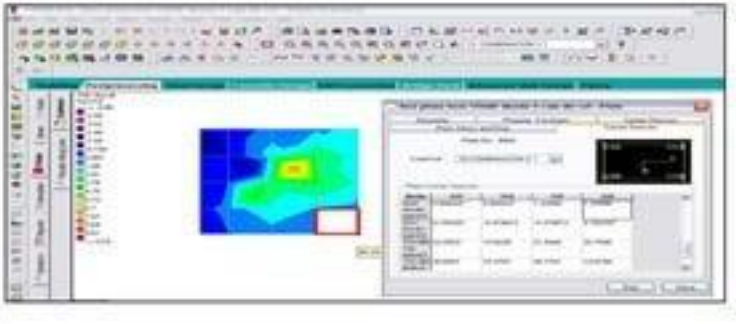


Figura 132. Esfuerzo cortante en placas.[98]

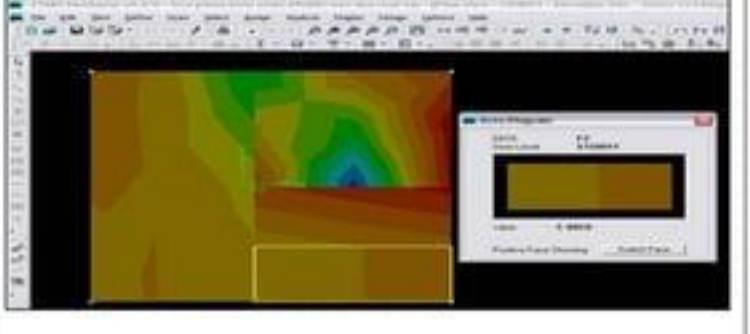


Figura 133. Esfuerzo cortante en placas.[99]

[98] Research Engineers, Intl., A Bentley Solution center, STAAD Pro 2007.
[99] Computer and structures, Inc., ETABS V.9.0, ETABS Nonlinear Versión 9.0.0 2005.

Abaco central, eje 3(C-D) primer nivel

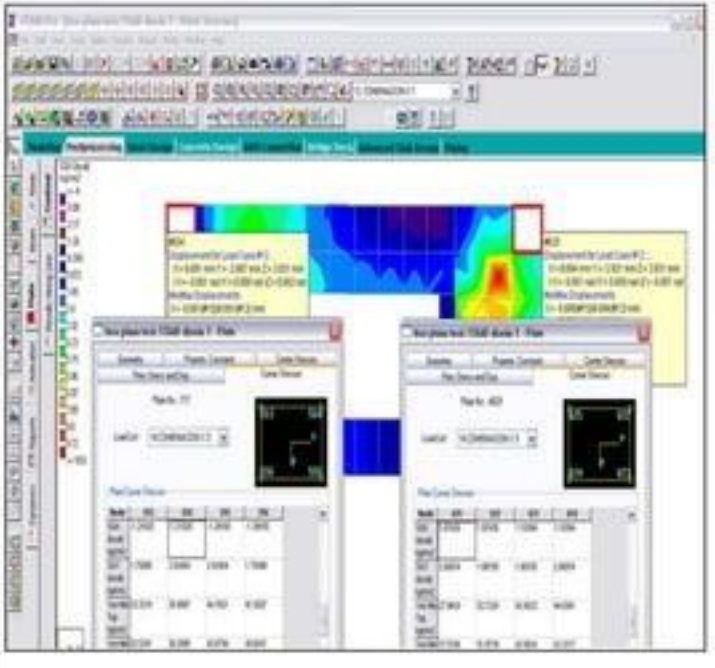


Figura 134. Esfuerzo cortante en placas.[100]

Abaco central, eje 3(C-D) primer nivel

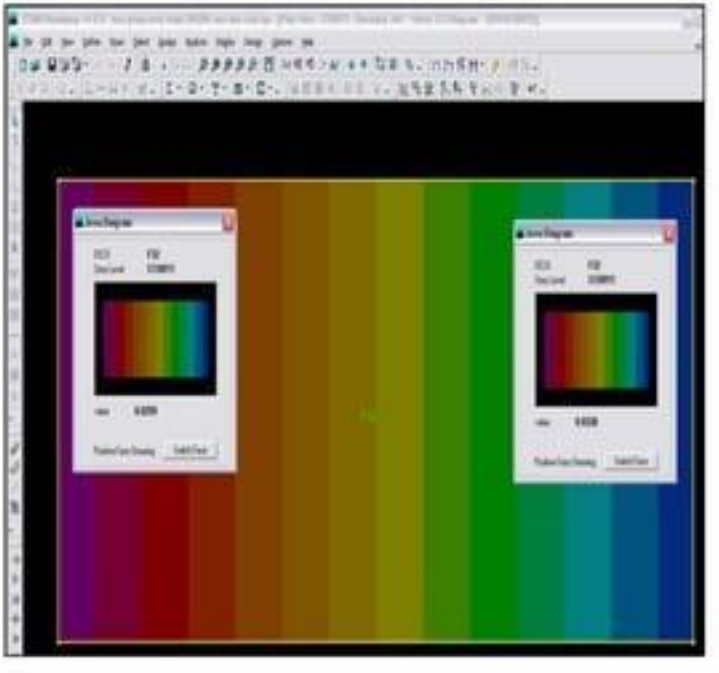


Figura 135. Esfuerzo cortante en placas.[101]

CONCLUSIÓN DE LA COMPARATIVA				
VARIABLE CONTROL	CÁLCULO TEÓRICO	STAAD Pro. 2007	ETABS V.9.0	% DIF. STAAD **V.S** ETABS
Peso del edificio (ton)	5,537.1	5323.216	5435.65	2.070
Periodo (seg)	--------	0.935	0.995	6.3
Desplazamientos (cm)	--------	x = 4.83, z = 3.80	x = 5.60, z = 3.96	x = 13.75, z = 4.04
Cortante basal (ton)	(80% estático) 681.37	x = 721.31, z = 693.58	x = 742.10, z = 720.051	x = 2.80, z = 3.67
Descarga Axial en la columna B-3 C.S.S (ton)	273.68	292.424	304.03	3.82

**Dado que el porcentaje de diferencia en cada variable control es pequeña, se concluye que se logro obtener el mismo comportamiento para ambos modelos, con lo cual el análisis comparativo fue exitoso.*

Una vez realizada la comparativa entre los resultados del análisis con ambos programas, se decidió optar por el programa *STAAD Pro. 2007* para realizar el diseño.

Antes de realizar el diseño se revisaron condiciones primarias como la elección del cortante basal de diseño y los revisar los desplazamientos máximos permisibles.

6.2 REVISIÓN POR CORTANTE BASAL

n	Wi	Hi	WiHi	Fi	Vi
4	1381.079	13.6	18782.6744	350.91	350.91
3	1314.109	10.2	13403.9118	250.42	601.32
2	1313.916	6.8	8934.6288	166.92	768.24
1	1314.112	3.4	4467.9808	83.47	851.71
∑	5323.216		45589.1958		

$$F_i = \frac{C \cdot W_{TOT}}{\sum W_i \cdot H_i} = \frac{0.16 \cdot 5323.216}{45,589.1958} = 0.01868$$

Comparando el 80% del cortante basal estático con el dinámico en ambas direcciones, tenemos:

$$Vb_{EST} = 851.71\text{ton} * 0.8 = 681.37\text{ton} \quad < \quad \begin{cases} Vb_{DINAMX} = 721.31\text{ton} \\ Vb_{DINAMZ} = 693.58\text{ton} \end{cases}$$

6.3 CÁLCULO DEL PESO DEL EDIFICIO A MANO.

Área de las losas = 1274.4m^2.
Área de escaleras = 5.28m^2

C.S.S:
- Azotea = 561kg/m^2 * 1274.4m^2 = 714.94ton
- Escaleras = 474kg/m^2 * 5.28m^2 = 2.50ton
- Entrepiso = 517kg/m^2 * 1274.4m^2 * 3 = 1976.59ton

Tinacos = 8.63ton
Cuarto de escaleras = 6.27ton
Elevador = 12.105ton
Nervaduras = 1446.10ton
Ábacos = 995.5ton
Columnas = 244.152ton
Pretil = 32.57ton
Revestimiento lateral pisos intermedios = 97.71ton
Total = ***5,537.1ton***

6.4 REVISIÓN POR DESPLAZAMIENTOS

Para realizarla retomaremos lo descrito en el capitulo III.III de este trabajo, donde los desplazamientos máximos no rebasaran la siguiente condición:

$$\Delta_{max} < \Delta_{adm} = 0.006H$$

Por lo tanto:

Altura del edificio = 13.6m

$\Delta_{adm} = 0.006 * 13.6m = 0.0816m = 8.16cm.$

Para el sismo actuando en la dirección X tenemos un desplazamiento máximo de 4.83cm en el cuarto nivel.

Figura 136. Archivo de salida, desplazamientos maximos.[102]

Y para el sismo actuando en la dirección Z tenemos un desplazamiento máximo de 3.80cm en el cuarto nivel.

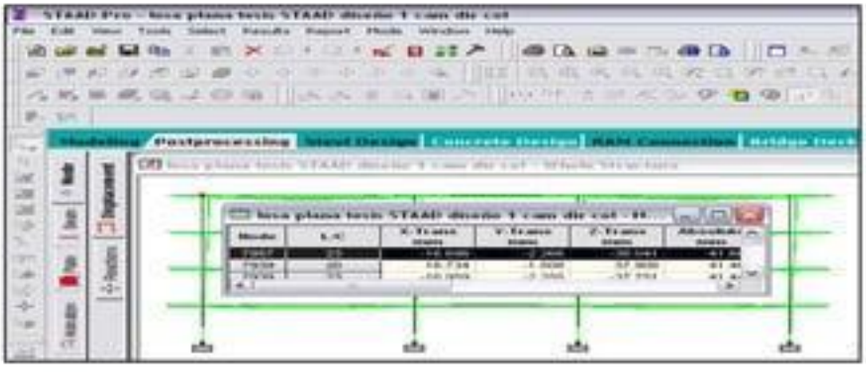


Figura 137. Archivo de salida, desplazamientos maximos.[103]

Por lo tanto la estructura esta dentro de los desplazamientos tolerados para su diseño.

CAPÍTULO VII "DISEÑO DEL EDIFICIO"

7.1 REVISIÓN DE CORTANTE POR PENETRACIÓN.

Por la forma de trabajo que presentan las losas planas, en primera instancia se debe revisar el cortante por penetracion que producen las columnas en la losa.

Para esta revisión se tomaran los esfuerzos por cortante (SQX y SQY) que arroja el programa, y se compararan con la resistencia al esfuerzo cortante del concreto.

a) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL CONCRETO

$$V_C = F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*}$$

$$V_C - F_R\sqrt{f_c^*}$$

} Resistencia al esfuerzo cortante que toma el concreto.[104]

Donde: f*c = 0.8 f`c.

$\gamma = \frac{c1}{c2}$; relacion entre el lado corto y largo de la columna.

f`c = 250kg/cm^2

De las cuales:

$$V_C = 0.7\left(0.5 + \frac{40}{70}\right)\sqrt{200_{kg/cm^2}} = 10.61_{kg/cm^2}$$ columna de borde.

$$V_C = 0.7\left(0.5 + \frac{50}{75}\right)\sqrt{200_{kg/cm^2}} = 11.55_{kg/cm^2}$$ columna de borde.

y

$$V_C = 0.7\sqrt{200_{kg/cm^2}} = 9.90_{kg/cm^2}$$

b) ESFUERZOS CORTANTES

Para simplificar la revisión entre los esfuerzos cortantes que nos suministra el análisis y el esfuerzo resistente del concreto utilizado, se seleccionaron los esfuerzos cortantes máximos afectados por el factor de comportamiento sísmico (Q=2).

losa plana tesis STAAD diseño 1 cam dir...

Summary | Principal and Von Mis | Sur

			Shear	
	Plate	L/C	SQX (local) kg/cm2	SQY (local) kg/cm2
Max Qx	9229	20 COMBINA	**14.305**	10.166
Min Qx	9364	23 COMBINA	**-14.067**	-0.043
Max Qy	731	12 COMBINA	8.314	**14.781**
Min Qy	788	15 COMBINA	-3.812	**-13.847**
Max Sx	13867	20 COMBINA	-0.162	0.404
Min Sx	18247	15 COMBINA	-1.058	0.300
Max Sy	13871	12 COMBINA	0.980	10.872
Min Sy	18236	23 COMBINA	0.218	0.654
Max Sx	13703	12 COMBINA	7.046	11.153
Min Sxy	13871	15 COMBINA	-9.330	-3.071
Max My	444	12 COMBINA	10.392	13.170

Figura 138. Esfuerzos cortantes máximos originales.[105]

$$\frac{SQ_i}{Q} < V_{CR}$$

$$SQX_{MAX} = \frac{14.305\,kg/cm^2}{2} = 7.153\,kg/cm^2 < V_{CR} = 9.9\,kg/cm^2 \therefore \textit{no requiere armado por cortante}$$

$$SQX_{MIN} = \frac{-14.067\,kg/cm^2}{2} = -7.034\,kg/cm^2 < V_{CR} = 9.9\,kg/cm^2 \therefore \textit{no requiere armado por cortante}$$

$$SQY_{MAX} = \frac{14.781\,kg/cm^2}{2} = 7.391\,kg/cm^2 < V_{CR} = 9.9\,kg/cm^2 \therefore \textit{no requiere armado por cortante}$$

$$SQY_{MIN} = \frac{-13.847\,kg/cm^2}{2} = -6.924\,kg/cm^2 < V_{CR} = 9.9\,kg/cm^2 \therefore \textit{no requiere armado por cortante}$$

Como ninguno de los esfuerzos cortantes máximos excede la resistencia del concreto, se determino armar solo por refuerzo mínimo todos los ábacos.

En las NTCDCEC marca que el refuerzo mínimo por cortante para losas planas aligeradas debe de quedar con una separación de estribos no mayor de d/3, y no se utilizara acero de menos de 6.4mm de diámetro, el refuerzo se colocara en las nervaduras de eje y las adyacentes a ellas.[106]
El armado se realizó utilizando estribos del #3 @ 10cm (d/3) en un ancho de c1+d y c2+d colocaron varillas longitudinales a lo largo de la sección donde se ubica la nervadura.

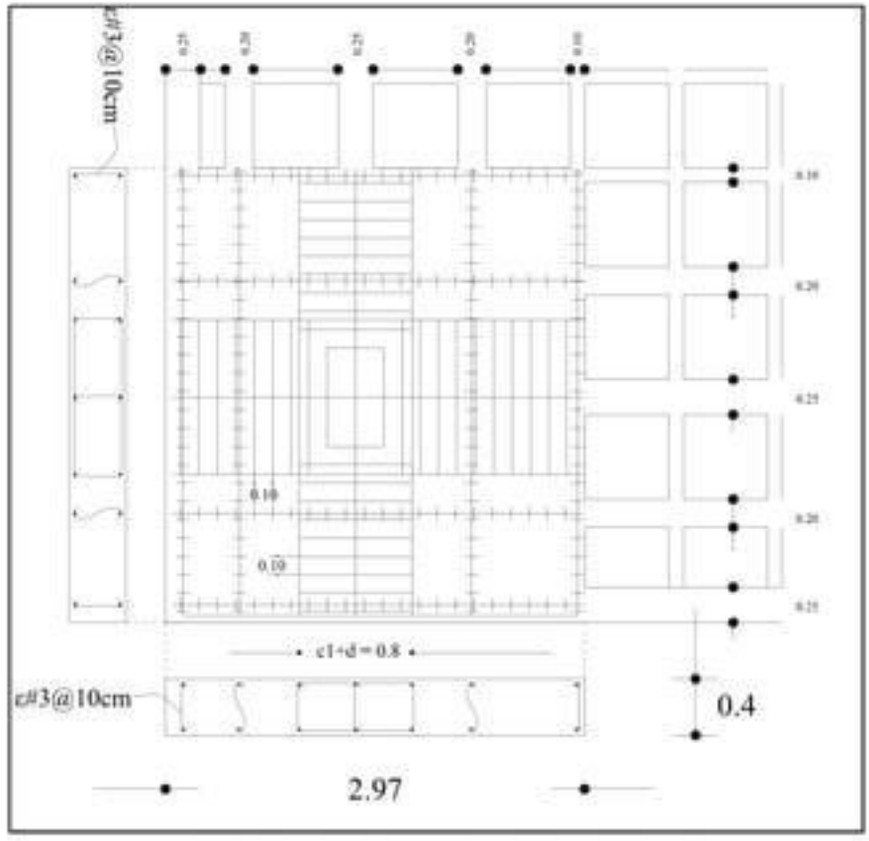


Figura 139. Armado por cortante en ábacos (planta).

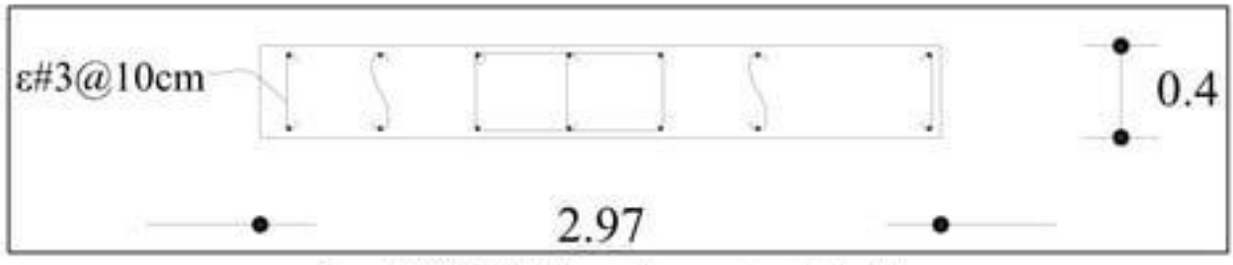


Figura 140. Detalle del armado por cortante (alzado).

7.2 DISEÑO POR FLEXIÓN.

7.2.1 ÁBACOS.

Para el diseño por flexión en ábacos, se tomaron los esfuerzos MX y MY en placas. Los ábacos se separaron por tipo:

a) De esquina.
b) De borde (eje X y eje Z).
c) Centrales.
d) Central de escaleras-elevador

Se seleccionaron los ábacos con los momentos más desfavorables en ambas direcciones, esta selección se hizo por cada piso, y el armado resultante del diseño se colocó en los de igual tipo. Solamente se presenta el proceso de diseño del primer ábaco, los siguientes se muestran en una tabla resumen.

a) DE ESQUINA.

PRIMER NIVEL.

Mx = 25.50 t.m (ábaco A-4)

losa plana tesis STAAD diseño 1 cam dir col - Plate Forces

Plate	L/C	SQX kg/cm2	SQY kg/cm2	MX MTon-m/m	MY MTon-m/m	MXY MTon-m/m
4701	12	7.904	1.585	25.496	19.535	1.410
172	12	0.082	9.555	25.200	19.806	9.006

Figura 141. Momento máximo en X[107]

My = 25.71 t.m (ábaco 1-F).

losa plana tesis STAAD diseño 1 cam dir col - Plate Forces

Plate	L/C	SQX kg/cm2	SQY kg/cm2	MX MTon-m/m	MY MTon-m/m	MXY MTon-m/m
4887	20	-0.238	7.810	15.712	25.709	0.731
514	20	-0.154	-0.701	15.679	25.140	7.466

Figura 142. Momento máximo en Y[108]

El área de acero necesaria por flexión se determinara con la siguiente fórmula:

$$As = \frac{31.12 * M_U}{d}$$

Donde:

Mu = Momento flexionante último.
31.12 = Factor de conversión.
d = Peralte de la sección.

Los momentos se afectarán por Q = 2, por lo tanto:

$$As_X = \frac{31.12 * \frac{25.50t.m}{2}}{40cm} = 9.92_{cm^2}$$

$$As_Y = \frac{31.12 * \frac{25.71t.m}{2}}{40cm} = 10_{cm^2}$$

Y la separación se obtuvo de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{100}{\frac{As_{necesaria}}{As_{varilla}}}$$

Donde:

100 = ancho unitario en cm.
$As_{necesaria}$ = Área de acero para cubrir la flexión.
$As_{varilla}$ = Área de acero de la varilla seleccionada.

Utilizando varilla del # 6, As = 2.85cm^2

$$S_X = \frac{100}{\frac{9.92_{cm^2}}{2.85_{cm^2}}} = 28.73_{cm} \approx 25_{cm}$$

$$S_Y = \frac{100}{\frac{10_{cm^2}}{2.85_{cm^2}}} = 28.5_{cm} \approx 25_{cm}$$

El armado queda: varillas del #6 @ 25cm, en ambas direcciones.

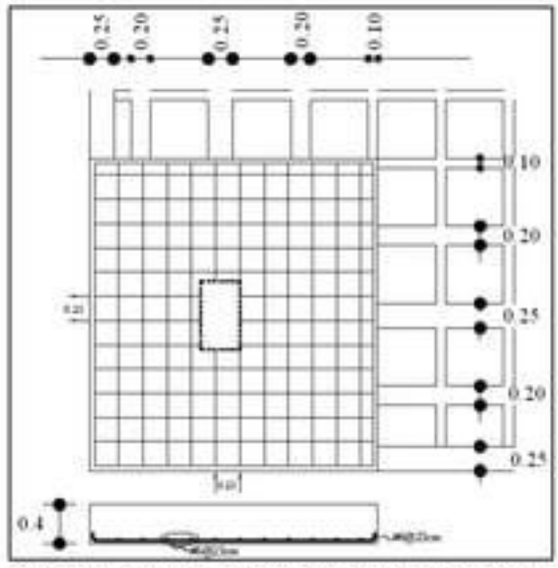


Figura143. Armado por flexión en ábacos de esquina.

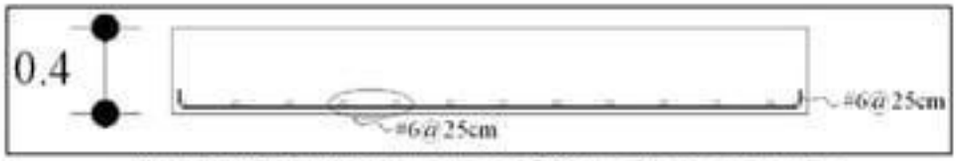


Figura 144. Detalle del armado por flexión en ábacos de esquina.

TABLA RESUMEN

DISEÑO DE ÁBACOS DE ORILLA												
	SEGUNDO NIVEL				TERCER NIVEL				CUARTO NIVEL			
Mx =	24.664	t.m			20.03	t.m			12.069	t.m		
My =	26.615	t.m			23.047	t.m			16.913	t.m		
Q =	2											
d =	40	cm										
As_x =	9.60	cm^2			7.80	cm^2			4.70	cm^2		
As_y =	10.36	cm^2			8.97	cm^2			6.58	cm^2		
	#				#				#			
As varilla$_x$	6	2.85	cm^2		6	2.85	cm^2		5	1.98	cm^2	
As varilla$_y$	6	2.85	cm^2		6	2.85	cm^2		5	1.98	cm^2	
Sx =	30	cm	=	30 cm	37	cm	=	35 cm	43	cm	=	40 cm
Sy =	28	cm	=	25 cm	32	cm	=	30 cm	31	cm	=	30 cm

b) DE BORDE, EJE X.

TABLA RESUMEN

DISEÑO DE ABACOS DE BORDE EJE X				
	PRIMER NIVEL	SEGUNDO NIVEL	TERCER NIVEL	CUARTO NIVEL
Mx =	29.582 t.m	28.296 t.m	23.231 t.m	17.751 t.m
My =	29.138 t.m	29.931 t.m	26.277 t.m	20.648 t.m
Q =	2	2	2	2
d =	40 cm	40 cm	40 cm	40 cm
As_x =	11.51 cm^2	11.01 cm^2	9.04 cm^2	6.91 cm^2
As_y =	11.34 cm^2	11.65 cm^2	10.23 cm^2	8.04 cm^2
	#	#	#	#
As varilla$_x$	6 2.85 cm^2	6 2.85 cm^2	6 2.85 cm^2	5 1.98 cm^2
As varilla$_y$	6 2.85 cm^3	6 2.85 cm^3	6 2.85 cm^3	5 1.98 cm^3
Sx =	25 cm = 25 cm	26 cm = 25 cm	32 cm = 30 cm	29 cm = 30 cm
Sy =	26 cm = 25 cm	25 cm = 25 cm	28 cm = 25 cm	25 cm = 25 cm

DE BORDE, EJE Z

TABLA RESUMEN

DISEÑO DE ÁBACOS DE BORDE EJE Z																
	PRIMER NIVEL					SEGUNDO NIVEL					TERCER NIVEL					CUARTO NIVEL				
Mx =	26.884	t.m				26.399	t.m				21.386	t.m				13.195	t.m			
My =	27.73	t.m				28.473	t.m				24.453	t.m				18.991	t.m			
Q =	2					2														
d =	40	cm				40	cm													
As_x =	10.46	cm^2				10.27	cm^2				8.32	cm^2				5.14	cm^2			
As_y =	10.79	cm^2				11.08	cm^2				9.52	cm^2				7.39	cm^2			
	#					#					#					#				
As varilla,	6	2.85	cm^2			6	2.85	cm^2			6	2.85	cm^2			5	1.98	cm^2		
As varilla,	6	2.85	cm^3			6	2.85	cm^3			6	2.85	cm^3			5	1.98	cm^3		
Sx =	28	cm	=	25	cm	28	cm	=	25	cm	35	cm	=	35	cm	39	cm	=	40	cm
Sy =	27	cm	=	25	cm	26	cm	=	25	cm	30	cm	=	30	cm	27	cm	=	25	cm

c) CENTRALES

TABLA RESUMEN

DISEÑO DE ÁBACOS CENTRALES																
	PRIMER NIVEL				SEGUNDO NIVEL				TERCER NIVEL				CUARTO NIVEL			
Mx =	34.282	t.m			32.903	t.m			27.327	t.m			21.533	t.m		
My =	33.131	t.m			33.9	t.m			29.572	t.m			25.32	t.m		
Q =	2				2											
d =	40	cm			40	cm										
As_x =	13.34	cm^2			12.80	cm^2			10.64	cm^2			8.38	cm^2		
As_y =	12.89	cm^2			13.19	cm^2			11.51	cm^2			9.85	cm^2		
	#				#				#				#			
As varilla,	8	5.07	cm^2		8	5.07	cm^2		8	5.07	cm^2		6	2.85	cm^2	
As varilla,	8	5.07	cm^3		8	5.07	cm^3		8	5.07	cm^3		6	2.85	cm^3	
Sx =	38	cm	= 35	cm	40	cm	= 40	cm	48	cm	= 45	cm	35	cm	= 35	cm
Sy =	40	cm	= 40	cm	39	cm	= 40	cm	45	cm	= 45	cm	29	cm	= 30	cm

d) CENTRAL DE ESCALERAS-ELEVADOR

TABLA RESUMEN

DISEÑO DE ÁBACOS CENTRALES DE ESCALERAS-ELEVADOR			
	PRIMER NIVEL	SEGUNDO NIVEL	TERCER NIVEL
M_x =	33.032 t.m	32.298 t.m	26.496 t.m
M_y =	34.214 t.m	34.867 t.m	30.535 t.m
Q =	2	2	2
d =	40 cm	40 cm	40 cm
As_x =	12.85 cm^2	12.57 cm^2	10.31 cm^2
As_y =	13.31 cm^2	13.57 cm^2	11.88 cm^2
	#	#	#
$As\ varilla_x$	8 5.07 cm^2	8 5.07 cm^2	8 5.07 cm^2
$As\ varilla_y$	8 5.07 cm^3	8 5.07 cm^3	8 5.07 cm^3
Sx =	40 cm = 40 cm	41 cm = 40 cm	50 cm = 50 cm
Sy =	39 cm = 40 cm	38 cm = 35 cm	43 cm = 40 cm

*NOTA: En la capa de compresión de todos los niveles, se colocará malla electrosoldada con el fin de cubrir los cambios volumétricos por temperatura, esta con una separación de 10x10cm en ambas direcciones.

7.2.2 NERVADURAS.

Para simplicar el diseño por flexión de nervaduras, y por la condicion geométrica y cargas que presenta el edificio, se hizo una clasificación similar a la de los ábacos, tomando en cuenta la simetría de la planta.

a) A Eje de columnas.
b) A Eje de columnas zona de escaleras.
c) Adyacentes a las de eje de columnas.
d) Extremos en conexión con los ábacos.
e) Centrales.
f) Trabe de borde.

Se seleccionaron las nervaduras con los momentos más desfavorables. El armado resultante del diseño se coloco en los de igual tipo. Solamente se presenta el proceso de diseño de la primera nervadura de planta baja, las siguientes se muestran en una tabla resumen.

a) Nervadura a eje de columnas (eje X).

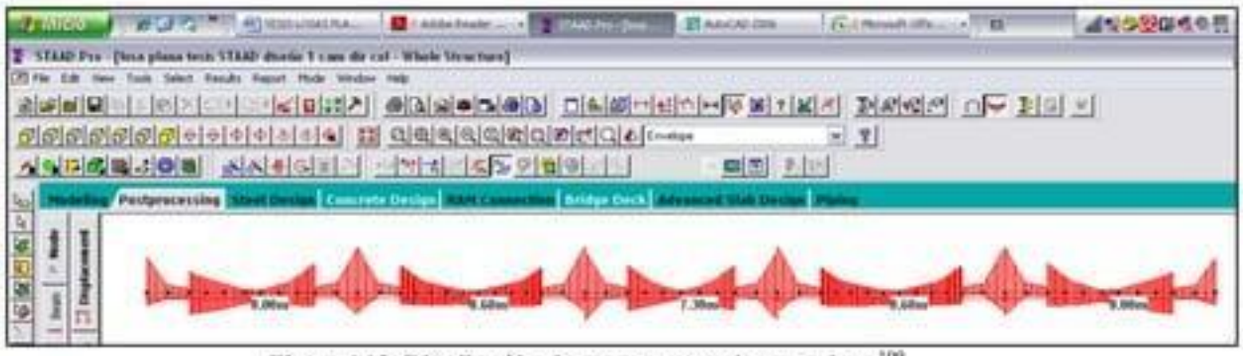


Figura 145. Distribución de momentos en la nervadura.[109]

Se selecciono la nervadura de planta baja con lo mayores momentos flexionantes (eje 2), sobre esta se revisaron las propiedades de la sección y se obtuvo el armado.

Revisión del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{600{,}000 * M_U}{b * f'c}}$$

Donde:

Mu = Momento máximo ultimo.
b = Base de la sección.
f´c = Resistencia del concreto.
600,000 = Factor de conversión.

Revisando:

Mu = 17.947t.m
b = 25cm
Q = 2
f'c = 250kg/cm^2

$$d = \sqrt{\frac{600{,}000 * \frac{17.947t.m}{2}}{25cm * 250_{kg/cm^2}}} = 29.35cm < 38cm \therefore pasa$$

Para el momento resistente de la sección:

$$M_{R_{max}} = \frac{K_U * b * d^2}{100{,}000}$$

Donde:

M_{Rmax} = Momento resistente máximo de la sección.
Ku = 0.21 f'c (Rigidez de la sección).
b = Base de la sección.
d = Peralte efectivo.

Revisando:

d = 38cm
Ku = 0.21 * 250kg/cm^2 = 52.5kg/cm^2

$$M_{R_{max}} = \frac{52.5_{kg/cm^2} * 25cm * (38cm)^2}{100{,}000} = 18.95t.m > \frac{17.947t.m}{2} \therefore pasa$$

El siguiente paso fue determinar el área de acero necesaria para cubrir el momento máximo:

$$A_s = \frac{31.12 * M_u}{d}$$

Calculando:

$$A_s = \frac{31.12 * \frac{17.947t.m}{2}}{38cm} = 7.35_{cm^2}$$

Del cual, el acero corrido se manejará como el 40% del necesario:

$$A_{S_{corrido}} = 0.4 * 7.35_{cm^2} = 2.94_{cm^2}$$

Proponiendo varilla del #4:

As #4 = 1.27cm^2;

$$\frac{2.94_{cm^2}}{1.27_{cm^2}} = 2.54 \approx 3\ piezas\ del\ \#\ 4$$

El acero faltante positivo y negativo se obtuvo:

$$A_{S\ falt} = A_S - A_{S_{corrido}}$$

NERVADURA A EJE DE COLUMNAS (EJE 2)																		
Mu (+)	13.77	1.11	17.40		17.62	0.72	17.87		16.32	2.38	16.30		17.95	0.72	17.56		17.45	1.11	13.74
Mu (-)	-5.07	-4.38	-8.84		-7.69	-4.80	-7.22		-10.86	-3.99	-10.81		-7.30	-4.80	-7.61		-8.91	-4.39	-5.62
Mu (+)/Q	6.89	0.56	8.70		8.81	0.36	8.93		8.16	1.19	8.15		8.97	0.36	8.78		8.73	0.56	6.87
Mu (-)/Q	-2.53	-2.19	-4.42		-3.84	-2.40	-3.61		-5.43	-2.00	-5.41		-3.65	-2.40	-3.80		-4.46	-2.19	-2.81
As (+)	5.64	0.45	7.12		7.21	0.30	7.32		6.68	0.97	6.67		7.35	0.29	7.19		7.15	0.46	5.63
As (-)	2.08	1.79	3.62		3.15	1.96	2.96		4.45	1.63	4.43		2.99	1.97	3.12		3.65	1.80	2.30
As co	3.80	3.80	3.80		3.80	3.80	3.80		3.80	3.80	3.80		3.80	3.80	3.80		3.80	3.80	3.80
As f(+)	1.84	0.00	3.32		3.41	0.00	3.52		2.88	0.00	2.87		3.55	0.00	3.39		3.35	0.00	1.83
As f(-)	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00		0.65	0.00	0.63		0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
EJES	A		B				C				D				E				F

revisando el peralte
d = 29.35 cm

revisando el momento máximo resistente
MRmax = 18.95 t.m
Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección
d= 38 cm
b= 25 cm
f'c= 250 kg/cm2

Armado de la sección

As corrido necesario 2.94 cm2

As varilla = 3 # 4 3.80 cm^2

As corrido elegido 3.80 cm2

Para los bastones :

NOMENCLATURA EJE	LADO		*NB =NECESITA BASTONES (+)					* I = IZQUIERDO		* D = DERECHO				* C = CENTRO (-)		
A	I	NB	1	#	5	As=	1.979	cm2								
	C															
B	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2								
	D	NB														
	C															
C	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2		NB	1	#	4	As=	1.27	cm2
	D	NB														
	C															
D	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2		NB	1	#	4	As=	1.27	cm2
	D	NB														
	C															
E	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2								
	D	NB														
	C															
F	D	NB	1	#	5	As=	1.979	cm2								

Finalmente el armado de la sección queda:

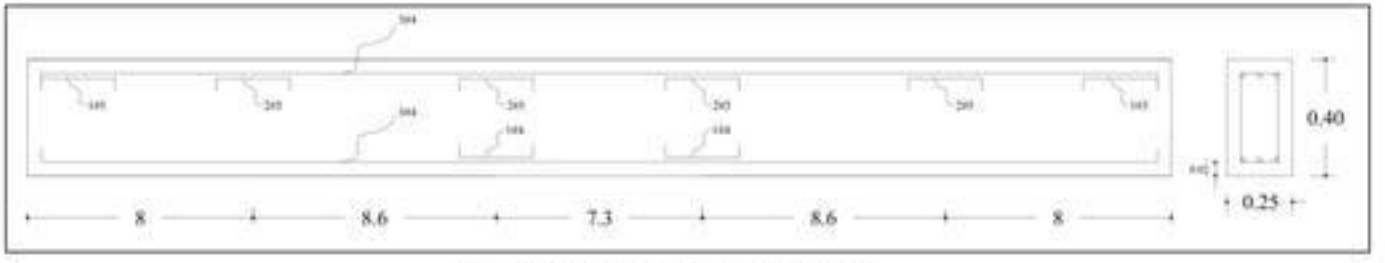


Figura 146. Armado por flexión de la nervadura.

Nervadura a eje de columnas (eje Z).

NERVADURA A EJE DE COLUMNAS (EJE D)										
Mu (+)	14.47	0.92	17.25		13.68	3.48	15.47		18.66	0.86	14.65
Mu (-)	0.00	-5.83	-3.95		-9.55	-6.09	-10.50		-3.91	-5.91	0.00
Mu (+)/Q	7.23	0.46	8.62		6.84	1.74	7.74		9.33	0.43	7.32
Mu (-)/Q	0.00	-2.91	-1.97		-4.77	-3.05	-5.25		-1.95	-2.96	0.00
As (+)	5.92	0.38	7.06		5.60	1.42	6.33		7.64	0.35	6.00
As (-)	0.00	2.39	1.62		3.91	2.49	4.30		1.60	2.42	0.00
As co	3.80	3.80	3.80		3.80	3.80	3.80		3.80	3.80	3.80
As f(+)	2.12	0.00	3.26		1.80	0.00	2.53		3.84	0.00	2.20
As f(-)	0.00	0.00	0.00		0.11	0.00	0.50		0.00	0.00	0.00
EJES	1		2				3				4

revisando el peralte
d = 29.92 cm

revisando el momento máximo resistente
MRmax = 18.95 t.m
Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección
d= 38 cm
b= 25 cm
f'c= 250 kg/cm2

Armado de la sección

As corrido necesario 3.06 cm2

As varilla = 3 # 4 3.80 cm^2

As corrido elegido 3.80 cm2

Para los bastones :

NOMENCLATURA		*NB =NECESITA BASTONES (+)						* I = IZQUIERDO						* D = DERECHO						* C = CENTRO (-)					
EJE	LADO																								
1	I	NB	1	#	6	As=	2.85	cm2																	
	C																								
2	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2						NB	1	#	4	As=	1.27	cm2					
	D	NB																							
	C																								
3	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2						NB	1	#	4	As=	1.27	cm2					
	D	NB																							
	C																								
4	I	NB	1	#	6	As=	2.85	cm2																	
	D																								
	C																								

b) A eje de columnas zona de escaleras. (SE APROVECHO LA SIMETRÍA EN EL EJE X).

NERVADURA A EJE DE COLUMNAS (ZONA DE ESCALERAS)						
Mu (+)	18.78	0.77	17.68	17.53	1.13	13.79
Mu (-)	-8.05	-4.81	-7.65	-9.02	-4.40	-5.09
Mu (+)/Q	9.39	0.38	8.84	8.76	0.56	6.89
Mu (-)/Q	-4.03	-2.40	-3.83	-4.51	-2.20	-2.54
As (+)	7.69	0.31	7.24	7.18	0.46	5.65
As (-)	3.30	1.97	3.13	3.69	1.80	2.08
As co	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
As f(+)	3.89	0.00	3.44	3.38	0.00	1.85
As f(-)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EJES	D		E			F

revisando el peralte
d = 30.02 cm

revisando el momento máximo resistente
MRmax = 18.95 t.m
Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección
d= 38 cm
b= 25 cm
f'c= 250 kg/cm2

Armado de la sección

As corrido necesario			3.08	cm2	
As varilla =	3	#	4	3.80	cm^2
As corrido elegido			3.80	cm2	

Para los bastones :

NOMENCLATURA *NB =NECESITA BASTONES * I = IZQUIERDO * D = DERECHO * C = CENTRO

EJE	LADO								
						(+)			(-)
D	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2	
	C								
E	I	NB	2	#	5	As=	3.959	cm2	
	D	NB							
	C								
F	I	NB	1	#	5	As=	1.979	cm2	
	D								
	C								

c) Adyacentes a las de eje de columna (eje X)

NERVADURA ADYACENTE A EJE DE COLUMNAS (EJE X)

Mu (+)	8.91	0.85	6.53
Mu (-)	-3.61	-3.74	-6.26
Mu (+)/Q	4.45	0.43	3.27
Mu (-)/Q	-1.80	-1.87	-3.13
As (+)	3.65	0.35	2.67
As (-)	1.48	1.53	2.56
As co	3.80	3.80	3.80
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	E		F

Armado de la sección

As corrido necesario 1.46 cm2

As varilla = 3 # 4 3.80 cm^2

As corrido elegido 3.80 cm2

revisando el peralte

d = 23.12 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 15.16 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 20 cm

f'c= 250 kg/cm2

*En éstas y las nervaduras restantes no se utilizaran bastones.

Adyacentes a las de eje de columna (eje Z)

NERVADURA ADYACENTE A EJE DE COLUMNAS (EJE Z)

Mu (+)	7.37	0.71	8.33
Mu (-)	-3.12	-4.87	-1.56
Mu (+)/Q	3.69	0.36	4.16
Mu (-)/Q	-1.56	-2.43	-0.78
As (+)	3.02	0.29	3.41
As (-)	1.28	1.99	0.64
As co	3.80	3.80	3.80
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	1		2

Armado de la sección

As corrido necesario 1.36 cm2

As varilla = 3 # 4 3.80 cm^2

As corrido elegido 3.80 cm2

revisando el peralte

d = 22.35 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 15.16 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 20 cm

f'c= 250 kg/cm2

d) Extremos en conexión con los ábacos (eje X).

NERVADURA EN CONEXIÓN CON EL ÁBACO (EJE X)

Mu (+)	4.75	0.46	3.54
Mu (-)	-1.98	-1.92	-3.20
Mu (+)/Q	2.37	0.23	1.77
Mu (-)/Q	-0.99	-0.96	-1.60
As (+)	1.94	0.19	1.45
As (-)	0.81	0.78	1.31
As co	1.98	1.98	1.98
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	E		F

Armado de la sección

As corrido necesario 0.78 cm2

As varilla = 1 # 5 1.98 cm^2

As corrido elegido 1.98 cm2

revisando el peralte

d = 23.87 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 7.581 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 10 cm

f'c= 250 kg/cm2

Extremos en conexión con los ábacos (eje Z).

NERVADURA EN CONEXIÓN CON EL ÁBACO (EJE Z)

Mu (+)	3.90	0.37	4.46
Mu (-)	-1.78	-2.28	-1.01
Mu (+)/Q	1.95	0.18	2.23
Mu (-)/Q	-0.89	-1.14	-0.51
As (+)	1.60	0.15	1.82
As (-)	0.73	0.93	0.41
As co	1.98	1.98	1.98
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	1		2

Armado de la sección

As corrido necesario 0.73 cm2

As varilla = 1 # 5 1.98 cm^2

As corrido elegido 1.98 cm2

revisando el peralte

d = 23.12 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 7.581 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 10 cm

f'c= 250 kg/cm2

e) Centrales (eje X).

NERVADURA CENTRAL (eje x)							
Mu (+)	3.10	0.35	1.46		1.47	0.49	1.05
Mu (-)	-1.91	-1.38	-0.06		0.00	-1.32	0.45
Mu (+)/Q	1.55	0.18	0.73		0.73	0.24	0.52
Mu (-)/Q	-0.96	-0.69	-0.03		0.00	-0.66	0.23
As (+)	1.27	0.14	0.60		0.60	0.20	0.43
As (-)	0.78	0.56	0.02		0.00	0.54	0.19
As co	1.27	1.27	1.27		1.27	1.27	1.27
As f(+)	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
EJES	D		E				F

Armado de la sección

As corrido necesario 0.51 cm2

As varilla = 1 # 4 1.27 cm^2

As corrido elegido 1.27 cm2

revisando el peralte

d = 19.28 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 7.581 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 10 cm

f'c= 250 kg/cm2

Centrales (eje Z).

NERVADURA CENTRAL (eje Z)

Mu (+)	3.23	0.73	3.12
Mu (-)	-2.43	-3.98	-1.63
Mu (+)/Q	1.61	0.37	1.56
Mu (-)/Q	-1.21	-1.99	-0.81
As (+)	1.32	0.30	1.28
As (-)	0.99	1.63	0.67
As co	1.98	1.98	1.98
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	3		4

Armado de la sección

As corrido necesario 0.65 cm2

As varilla = 1 # 5 1.98 cm^2

As corrido elegido 1.98 cm2

revisando el peralte

d = 13.83 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 18.95 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 25 cm

f'c= 250 kg/cm2

f) Trabe de borde (eje X)

TRABE DE BORDE (eje x)

Mu (+)	5.64	0.56	5.14
Mu (-)	-3.59	-1.88	-6.91
Mu (+)/Q	2.82	0.28	2.57
Mu (-)/Q	-1.80	-0.94	-3.45
As (+)	2.31	0.23	2.10
As (-)	1.47	0.77	2.83
As co	3.80	3.80	3.80
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	E		F

Armado de la sección

As corrido necesario 1.13 cm2

As varilla = 3 # 4 3.80 cm^2

As corrido elegido 3.80 cm2

revisando el peralte

d = 18.21 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 18.95 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 25 cm

f'c= 250 kg/cm2

Trabe de borde (eje Z)

TRABE DE BORDE (eje z)

Mu (+)	4.84	0.65	5.32
Mu (-)	-2.79	-3.40	-4.39
Mu (+)/Q	2.42	0.33	2.66
Mu (-)/Q	-1.39	-1.70	-2.19
As (+)	1.98	0.27	2.18
As (-)	1.14	1.39	1.80
As co	2.53	2.53	2.53
As f(+)	0.00	0.00	0.00
As f(-)	0.00	0.00	0.00
EJES	3		4

Armado de la sección

As corrido necesario 0.87 cm2

As varilla = 2 # 4 2.53 cm^2

As corrido elegido 2.53 cm2

revisando el peralte

d = 15.97 cm

revisando el momento máximo resistente

MRmax = 18.95 t.m

Ku = 52.5 kg/cm2

propiedades de la sección

d= 38 cm

b= 25 cm

f'c= 250 kg/cm2

7.3 DISEÑO POR CORTANTE EN NERVADURAS.

Se trabajo sobre las nervaduras diseñadas a flexión, dado que ambos elementos mecánicos se encuentran asociados.

Para determinar el refuerzo, se utilizaron los cortantes críticos:

a) Nervadura a eje de columnas (eje X).

Figura 147. Distribución de cortantes en la nervadura.[110]

Cálculo de la cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_{S\,TENSION}}{b\,d}$$

Donde:

$As_{TENSIÓN}$ = Área de acero que trabaja a tensión.
b = Base de la sección.
d = Peralte de la sección.

Calculando:

$$\rho = \frac{3.8cm + 1.979cm}{25cm * 38cm} = 0.0061$$

Obtener el V_{CR} en función de la cuantía:

Si $\rho < 0.015$; $V_{CR} = FR\ b\ d\ (0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c}$

Si $\rho \geq 0.015$; $V_{CR} = 0.5\ FR\ b\ d\ \sqrt{f^*c}$

Donde:

FR = Factor de reducción, para cortante 0.8.
f*c = 0.8 f'c.

En este caso como ρ = 0.0061:

$$V_{CR} - 0.8 * 25cm * 38cm * (0.2 + 20(0.0061)) \sqrt{200_{kg/cm^2}} - 3.461_t$$

En seguida se calcula el V_{SR}, y con esto se obtiene la separación teórica de estribos necesaria para cubrir el cortante.

$$V_{SR} = V_U - V_{CR}$$

Donde:

Vu = Cortante ultimo actuante a un peralte del paño de la columna.
V_{CR} = Cortante resistente.

$$V_{SR} = 6.34t - 3.461t = 2.88t$$

Y la separación

$$S_{TEORICA} = \frac{FR\ A_V\ f_y\ d}{V_{SR}}$$

Donde:

Av = Área de acero del refuerzo = $\#_{ramas}$ av.
av = Área de acero de la rama del estribo.
fy = Resistencia del acero a tensión.

Calculando:

$$S_{TEORICA} = \frac{0.8 * 2(0.71_{cm^2}) * 4200_{kg/cm^2} * 38cm}{2880_{kg}} = 62.95_{cm}$$

Finalmente para determinar la separación real de estribos, se debe revisar la siguiente condición:

Si Vu > V_{CR} ; $S_{REAL} = \frac{d}{4}$

Si Vu < V_{CR} ; $S_{REAL} = \frac{d}{2}$

Donde la consideración para determinar el V_{CR} queda:

$$V_{CR} = 1.5\, FR\, b\, d \sqrt{f^*c}$$

Calculando:

$$V_{CR} = 1.5 * 0.8 * 25_{cm} * 38_{cm} \sqrt{200_{kg/cm^2}} = 16.12_t$$

Comparando:

$V_{CR} > V_U$; 16.12t > 6.34t

Por lo tanto:

$$S_{REAL} = \frac{38_{cm}}{2} = 19_{cm} \approx 15cm$$

Las separaciones restantes se presentan en la tabla resumen.

NERVADURA A EJE DE COLUMNAS (EJE 2)																							
Vu	14.197		17.81		18.26		18.88		16.81		16.79		18.97		18.2		17.87		14.16				
$V_{U/2}$	6.34		8.14		8.31		8.62		7.53		7.52		8.66		8.28		8.17		6.32				
p	0.0061		0.0082		0.0082		0.0082		0.0082		0.0082		0.0082		0.0082		0.0082		0.0061				
V_{CR}	3.46		3.91		3.91		3.91		3.91		3.91		3.91		3.91		3.91		3.46				
V_{SR}	2.88		4.24		4.40		4.71		3.63		3.62		4.76		4.37		4.27		2.86				
S_{TEO}	63.158		42.93		41.33		38.61		50.17		50.332		38.23		41.61		42.64		63.55				
S_{REAL}	19		19		19		19		19		19		19		19		19		19				
L=	8				8.6				7.3				8.6				8						
EJES	A		B				C				D				E				F				

REVISIÓN DEL PERALTE

d= 38 cm
h= 40 cm
b= 25 cm
r= 2 cm
l= 40.5 m
f'c= 250 kg/cm2
fy= 4200 kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$
SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm
V_{CR}= 16.1 t
Vu= 8.66 < 16.12
RAMAS 2 # 3
av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 270 estribos del # 3@ 15 cm

Finalmente el armado queda:

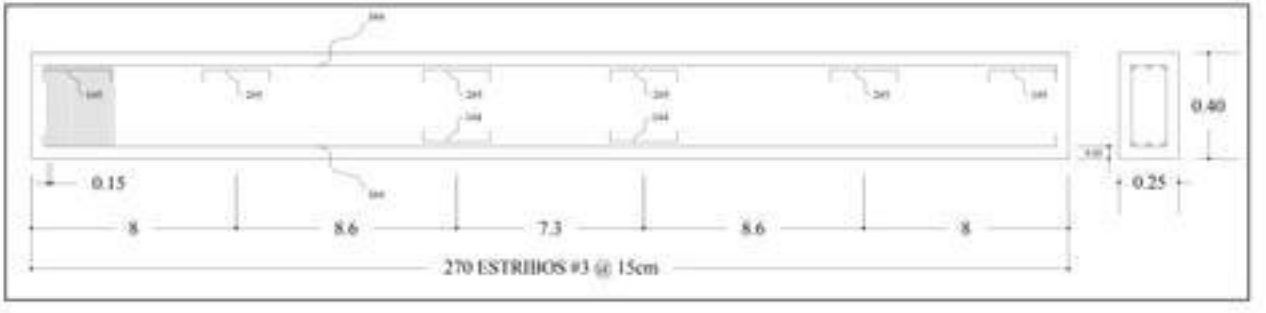


Figura 148. Armado por cortante de la nervadura.

Nervadura a eje de columnas (eje Z).

NERVADURA A EJE DE COLUMNAS (EJE D)						
Vu	14.741	17.93	13.81	14.63	19.4	14.918
$V_{u/2}$	6.72	8.31	6.16	6.57	9.01	6.77
p	0.0070	0.0082	0.0082	0.0082	0.0082	0.0070
V_{CR}	3.65	3.91	3.91	3.91	3.91	3.65
V_{SR}	3.06	4.41	2.26	2.67	5.11	3.12
S_{TEO}	59.413	41.29	80.56	68.21	35.63	58.353
S_{REAL}	19	19	19	19	19	19
L=	9.5		7.3		9.5	
EJES	1	2		3		4

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	25	cm
r=	2	cm
l=	26.3	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 16.1 t

Vu= 9.01 < 16.12

RAMAS 2 # 3

av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 176 estribos del # 3 @ 15 Cm

b) A eje de columnas zona de escaleras. (SE APROVECHO LA SIMETRÍA EN EL EJE X).

NERVADURA A EJE DE COLUMNAS (ZONA DE ESCALERAS)				
Vu	20.167	18.3	17.93	14.2
$V_{u/2}$	9.17	8.24	8.26	6.39
p	0.0082	0.0082	0.0082	0.0061
V_{CR}	3.91	3.91	3.91	3.46
V_{SR}	5.26	4.33	4.35	2.93
S_{TEO}	34.563	42	41.81	62.03
S_{REAL}	19	19	19	19
L=	8		8.6	
EJES	D	E		F

REVISIÓN DEL PERALTE

d= 38 cm
h= 40 cm
b= 25 cm
r= 2 cm
l= 16.6 m
f'c= 250 kg/cm2
fy= 4200 kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$
SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm
V_{CR}= 16.1 t
Vu= 9.17 < 16.12
RAMAS 2 # 3
av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 111 estribos del # 3 @ 15 cm

c) Adyacentes a las de eje de columna (eje X)

NERVADURA ADYACENTE A EJE DE COLUMNAS (EJE X)

V_u	6.279		5.04
$V_{u/c}$	2.87		2.25
p	0.0050		0.0050
V_{CR}	2.58		2.58
V_{SR}	0.29		0.00
S_{TEO}	625.12		NNE
S_{REAL}	19		19
L=		8	
EJES	E		F

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	20	cm
r=	2	cm
l=	8	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $V_u<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 12.9 t

Vu= 2.87 < 12.9

RAMAS 2 # 3

av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 54 estribos del # 3 @ 15 cm

Adyacentes a las de eje de columna (eje Z)

NERVADURA ADYACENTE A EJE DE COLUMNAS (EJE Z)

Vu	5.291		5.873
$V_{U'O}$	2.42		2.71
p	0.0050		0.0050
V_{CR}	2.58		2.58
V_{SR}	0.00		0.13
S_{TEO}	NNE		1362
S_{REAL}	19		19
L=		9.5	
EJES	1		2

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	20	cm
r=	2	cm
l=	9.5	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 12.9 t

Vu= 2.71 < 12.9

RAMAS 2 # 3

av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 64 estribos del # 3 @ 15 cm

d) Extremos en conexión con los Ábacos (eje X).

NERVADURA EN CONEXIÓN CON EL ÁBACO (EJE X)

Vu	4.709		3.826
$V_{u/d}$	2.15		1.71
p	0.0052		0.0052
V_{CR}	1.31		1.31
V_{SR}	0.84		0.40
S_{TEO}	107.78		226
S_{REAL}	19		19
L=		8	
EJES	E		F

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	10	cm
r=	2	cm
l=	8	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 6.45 t

Vu= 2.15 < 6.449

RAMAS 1 # 3

av= 0.71 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 54 estribos del # 3 @ 15 cm

Extremos en conexión con los ábacos (eje Z).

NERVADURA EN CONEXIÓN CON EL ÁBACO (EJE Z)

V_u	3.934		4.457
$V_{u/d}$	1.80		2.06
p	0.0052		0.0052
V_{CR}	1.31		1.31
V_{SR}	0.49		0.75
S_{TEO}	185.12		120.8
S_{REAL}	19		19
L=		9.5	
EJES	1		2

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	10	cm
r=	2	cm
l=	9.5	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $V_u<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 6.45 t

Vu= 2.06 < 6.449

RAMAS 1 # 3

av= 0.71 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 64 estribos del # 3 @ 15 cm

e) Centrales (eje X).

NERVADURA CENTRAL (eje x)							
Vu	2.555		0.878		1.217		0.694
$V_{u/2}$	1.20		0.36		0.56		0.30
p	0.0033		0.0033		0.0033		0.0033
V_{CR}	1.15		1.15		1.15		1.15
V_{SR}	0.06		0.00		0.00		0.00
S_{TEO}	1648.9		NNE		NNE		NNE
S_{REAL}	19		19		19		19
L=	8.6				8		
EJES	D		E				F

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	10	cm
r=	2	cm
l=	16.6	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 6.45 t

Vu= 1.20 < 6.449

RAMAS 1 # 3

av= 0.71 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 111 estribos del # 3 @ 15 cm

Centrales (eje Z).

NERVADURA CENTRAL (eje Z)

Vu	2.247		1.97
V_{UG}	1.04		0.90
p	0.0021		0.0021
V_{CR}	2.60		2.60
V_{SR}	0.00		0.00
S_{TEO}	NNE		NNE
S_{REAL}	19		19
L=		9.5	
EJES	3		4

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	25	cm
r=	2	cm
l=	9.5	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 16.1 t

Vu= 1.04 < 16.12

RAMAS 1 # 3

av= 0.71 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 64 estribos del # 3 @ 15 cm

f) Trabe de borde (eje X)

TRABE DE BORDE (eje x)

Vu	3.562		2.06
$V_{u/2}$	1.65		0.90
p	0.0040		0.0040
V_{CR}	3.01		3.01
V_{SR}	0.00		0.00
S_{TEO}	NNE		NNE
S_{REAL}	19		19
L=		8	
EJES	E		F

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	25	cm
r=	2	cm
l=	8	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 16.1 t

Vu= 1.65 < 16.12

RAMAS 2 # 3

av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 54 estribos del # 3 @ 15 cm

Trabe de borde (ejeZ)

TRABE DE BORDE (eje z)

Vu	2.367		3.06
$V_{u/2}$	1.07		1.42
p	0.0027		0.0027
V_{CR}	2.72		2.72
V_{SR}	0.00		0.00
S_{TEO}	NNE		NNE
S_{REAL}	19		19
L=		9.5	
EJES	3		4

REVISIÓN DEL PERALTE

d=	38	cm
h=	40	cm
b=	25	cm
r=	2	cm
l=	9.5	m
f'c=	250	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm

REVISIÓN $Vu<V_{CR}$

SEPARACIÓN MÁXIMA = 19 cm = 15 cm

V_{CR}= 16.1 t

Vu= 1.42 < 16.12

RAMAS 2 # 3

av= 1.43 cm^2

NÚMERO DE ESTRIBOS= 64 estribos del # 3 @ 15 cm

7.4 DISEÑO DE COLUMNAS.

7.4.1 POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Para este proceso, se escogieron las columnas con los momentos más desfavorables en ambas direcciones. Se tomaron 2 columnas por cada 2 niveles (columna de borde y central, primero-segundo y tercero-cuarto nivel). Solo se muestra el proceso de diseño de la primera columna, las siguientes se muestran en tabla resumen.

a) Columna central (C-3 primer nivel).

1) Seleccionar la columna con los momentos criticos en ambas direcciones y su descarga axial asociada.

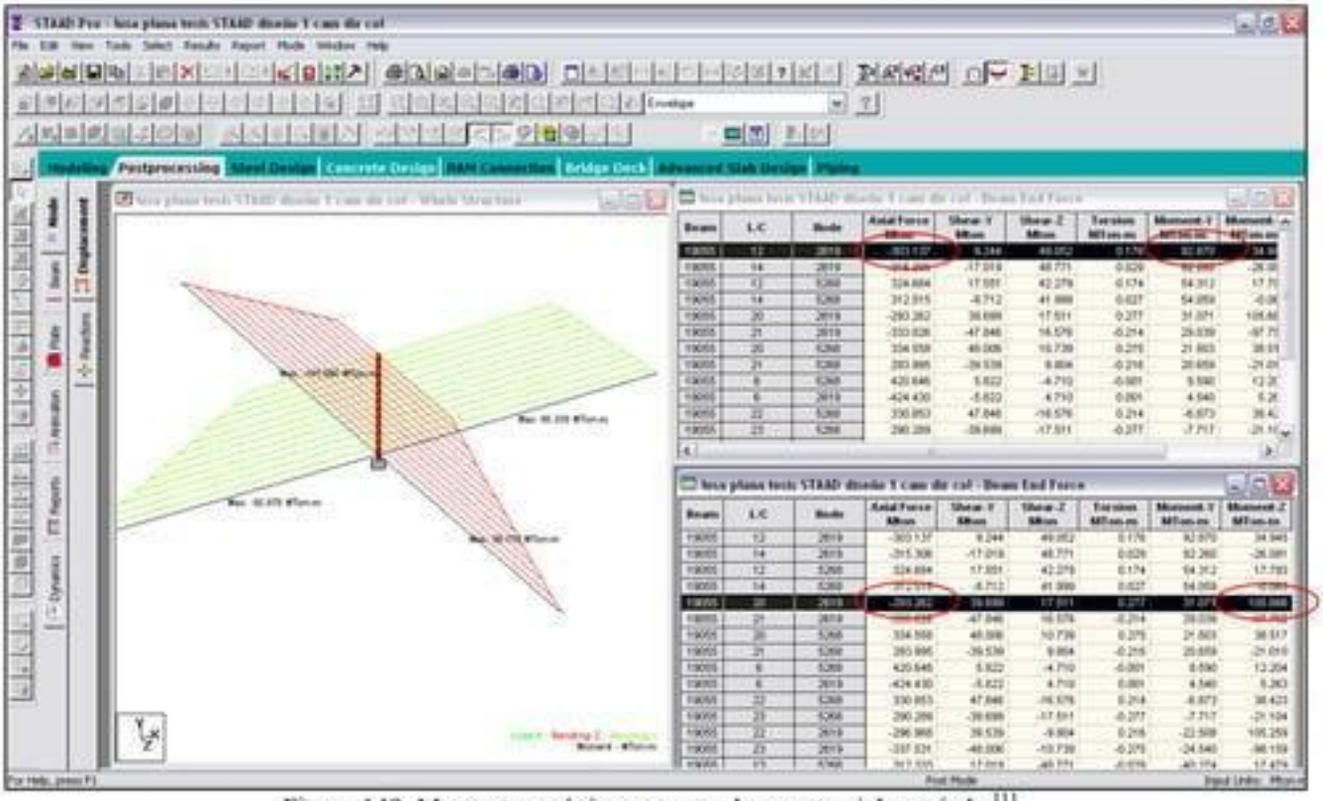


Figura 149. Momentos máximos con su descarga axial asociada.[111]

2) Obtener la relación d/h en x y z

Donde:

d = Distancia entre la fibra superior en compresión hacia el eje de la última varilla trabajando a tensión en dirección del momento aplicado.
h = alto de la sección en dirección de trabajo del momento.

Para X:

$$\frac{d_x}{h_x} = \frac{45_{cm}}{50_{cm}} = 0.90$$

Para Z:

$$\frac{d_z}{h_z} = \frac{70_{cm}}{75_{cm}} = 0.93$$

Estas relaciones son necesarias para utilizar las gráficas de interacción, con las cuales se puede determinar la cuantía de acero y revisar la capacidad de la columna, todo esto se desarrolla a continuación.

3) Calcular el parámetro $\underline{R}$:

$$R = \frac{M_U}{\Gamma_R \, b \, h^2 \, f''_c}$$

Donde:

Mu = Momento último en kg.cm.
F_R = Factor de reducción para la resistencia.
b = Base de la sección.
h = Altura de la sección.
f´c = 0.85 f*c.

Para x:

$$R_X = \frac{92{,}870{,}000_{kg.cm}/_2}{0.7 * 75_{cm} * 50_{cm}{}^2 * 170_{kg}/_{cm^2}} = 0.21$$

Para z:

$$R_z = \frac{10{,}566{,}600_{kg.cm}/_2}{0.7 * 50_{cm} * 75_{cm}{}^2 * 170_{kg}/_{cm^2}} = 0.16$$

4) Determinamos la excentricidad:

$$e = \frac{M_U}{P_U}$$

Para x:

$$e_X = \frac{92.870t.m/_2}{303.137t/_2} = 0.306m$$

Para Z:

$$e_Z = \frac{105.666t.m/_2}{293.262t/_2} = 0.360m$$

5) Encontrar el parámetro q en las gráficas de interacción:

Determinamos la relación **e/h** para ambas direcciones:

Para x:

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.306_m}{0.50_m} = 0.61$$

Para z:

$$\frac{e_z}{h_z} = \frac{0.360_m}{0.75_m} = 0.48$$

Con estas relaciones y el parámetro **R** nos vamos a la gráfica de interacción, de donde:

$q_X = 0.27$
$q_Z = 0.17$

6) Obtener la cuantía:

Con el valor de **q**, despejamos la cuantía de la siguiente fórmula:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c} \; ; \; \rho = q \frac{f''_c}{f_y}$$

Para ambas direcciones:

$$\rho_X = 0.27 \frac{170_{kg/cm^2}}{4200_{kg/cm^2}} = 0.01093$$

$$\rho_Z = 0.17 \frac{170_{kg/cm^2}}{4200_{kg/cm^2}} = 0.00688$$

7) Obtener el área de acero en función de la cuantía:

$$A_S = \rho\, b\, h$$

Para x:

$$A_{S_X} = 0.01093 * 75_{cm} * 50_{cm} = 40.99_{cm^2}$$

Para z:

$$A_{S_Z} = 0.00688 * 50_{cm} * 75_{cm} = 25.80_{cm^2}$$

El acero por cara necesario es:

$$\frac{A_{S_{CX}}}{2} = \frac{40.99_{cm^2}}{2} = 20.495_{cm^2}$$

$$\frac{A_{S_{CZ}}}{2} = \frac{25.00_{cm^2}}{2} = 12.9_{cm^2}$$

Lo cual se cubrirá proponiendo varilla del #8:

$$\#piezas = \frac{A_{S_C}}{A_{S_{VARILLA}}}$$

Para x:

$$\#piezas_X = \frac{20.495_{cm2}}{5.07_{cm2}} = 4.04 \approx 5 piezas$$

Para z:

$$\#piezas_Z = \frac{12.9_{cm2}}{5.07_{cm2}} = 2.54 \approx 3 piezas$$

8) Revisar la capacidad de carga con el armado propuesto:

Obteniendo el área de acero real con el armado en ambas direcciones:

$$A_{S_{REAL}} = \#_{CARAS} * \#_{PIEZAS} * A_{S_{VARILLA}}$$

Para x:

$$A_{S_{REAL\ X}} = 2 * 5 * 5.07_{cm^2} = 50.70_{cm^2}$$

Para z:

$$A_{S_{REAL\ Z}} = 2 * 3 * 5.07_{cm^2} = 30.42_{cm^2}$$

Calculando la nueva cuantía:

Para x:

$$\rho_x = \frac{50.70_{cm^2}}{75_{cm} * 50_{cm}} = 0.01352$$

Para z:

$$\rho_z = \frac{30.42_{cm^2}}{50_{cm} * 75_{cm}} = 0.00811$$

Calculando **q**:

$$q = \frac{\rho\, f_y}{f''_c}$$

Para x:

$$q_x = \frac{0.01352 * 4200_{kg/cm^2}}{170_{kg/cm^2}} = 0.334$$

Para z:

$$q_z = \frac{0.00811 * 4200_{kg/cm^2}}{170_{kg/cm^2}} = 0.200$$

Finalmente, con la **q** calculada y la relación **e/h** que no cambia, hacemos uso nuevamente de las gráficas de interacción, y obtenemos el parámetro **K**, con el cual obtendremos la carga resistente en ambas direcciones, que son partes de la ecuación de BREESLER, y esta es una forma de obtener la carga resistente total de la sección con el armado propuesto y que debe ser mayor que la carga última aplicada **Pu**.

De la gráfica obtenemos:

Kx = 0.40
Kz = 0.46

y despejando de la fórmula:

$$K = \frac{P_U}{F_R\ b\ h\ f''_c}$$

Quedando:

$$P_R = K\ F_R\ b\ h\ f''_c$$

En ambas direcciones:

$$P_{R_X} = 0.4 * 0.7 * 75_{cm} * 50_{cm} * 170_{kg/cm^2} = 178.5_{ton}$$

$$P_{R_Z} = 0.46 * 0.7 * 50_{cm} * 75_{cm} * 170_{kg/cm^2} = 205.28_{ton}$$

La última parte que se necesita para aplicar la ecuación de BREESLER, es la resistencia calculada con el total del armado, y queda definida de la siguiente manera.

$$P_{R_0} = F_R[b\ h\ f''_c + A_S\ f_y]$$

Donde:

As = Área de acero total del armado de la sección.

$$P_{R_0} = 0.7\left[75_{cm} * 50_{cm} * 170_{kg/cm^2} + 60.84_{cm^2} * 4200_{kg/cm^2}\right] = 625.12_{ton}$$

Revisamos la capacidad de la sección aplicando BREESLER:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_X}} + \frac{1}{P_{R_Z}} - \frac{1}{P_{R_0}}}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{178.5_{ton}} + \frac{1}{205.28_{ton}} - \frac{1}{625.12_{ton}}} = 112.70_{ton} < 151.57_{ton}\ (P_U)\ \therefore\ no\ pasa$$

Como la capacidad de carga con el armado propuesto no fue suficiente para cubrir la carga actuante, se procederá a calcular un nuevo armado, variando el valor de **q** y obteniendo nuevamente la resistencia.

Proponemos **q**:

qx = 0.7
qz = 0.5

Con lo cual:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{263.29_{ton}} + \frac{1}{285.6_{ton}} - \frac{1}{952.75_{ton}}} = 160_{ton} > 151.57_{ton}\,(P_U) \;\therefore \textit{si pasa}$$

El armado de la columna por flexión quedará:

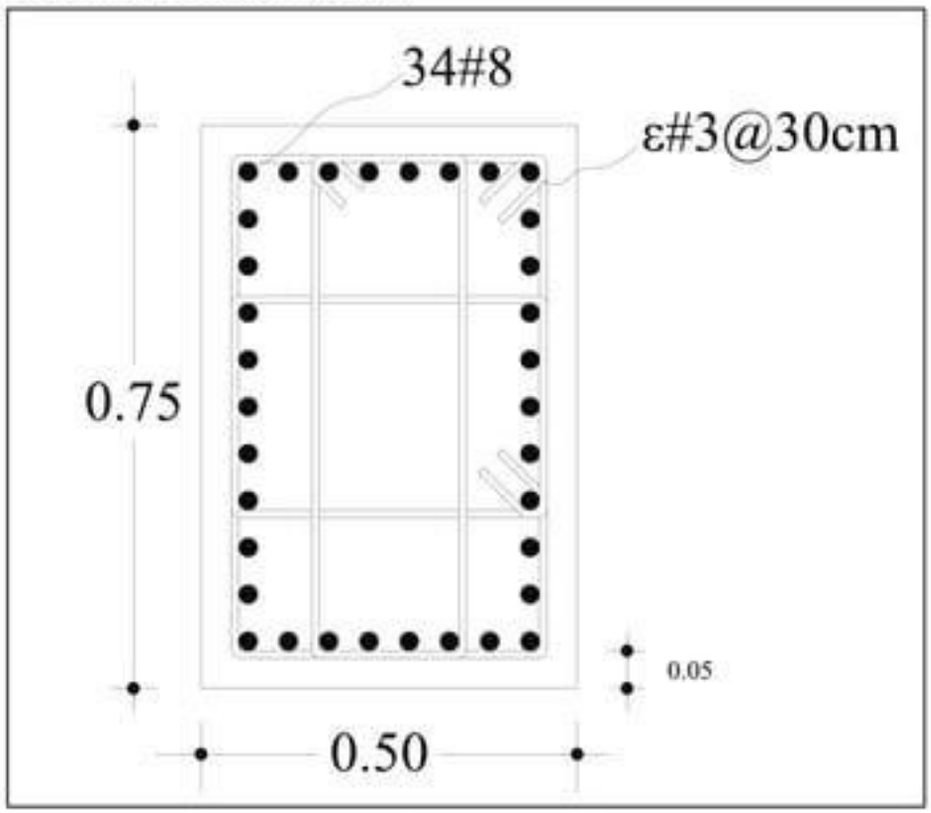


Figura 150. Armado de la columna por flexocompresión.

b) Columna de borde (C-4 primer nivel)

cálculo de columnas			COLUMNA C-4 PRIMER NIVEL		
Pux=	207.88	ton	Pux/Q =	103.94	ton
Puz =	260.22	ton	Puz/Q =	130.11	ton
Mux=	53.70	ton-m	Mux/Q =	26.85	ton-m
Muz=	71.05	ton-m	Muz/Q =	35.52	ton-m
f'c=	250	kg/cm2	b=	35	cm
f*c=	200	kg/cm2	B=	40	cm
f"c=	170	kg/cm2	d=	65	cm
Fy=	4200	kg/cm2	r=	5	cm
Q =	2		h=	70	cm

PROCESO 1

Para x tenemos:

dx/hx= 0.88 se elige la gráfica de este valor.

$$Rx = \frac{Mu}{.7 * b * h2 * f"c}$$

Rx= 0.20
#cuadros= 8.06

los valores para entrar en las gráficas
Rx= 0.20
e/h= 0.65

$$ex = \frac{Mu}{Pu}$$

ex= 0.258
ex/hx= 0.65

El valor obtenido de la gráfica es:

q= 0.26

despejando de la fórmula $q = \rho \frac{f"c}{Fy}$ despejando ρ quedará :

$$\rho = q \frac{f"c}{Fy}$$

ρ= 0.01052

As= 29.47 cm^2

Dividido en dos caras tendremos un área de.

Asc= 14.73 cm^2

Lo cual se cubrirá con:

varillas del 8 necesitamos 2.91 pzas
3.00 pzas

y nos quedaría un armado de :
as de la varilla = 5.07 cm2
3 # 8 por cara.

para z tenemos:

dz/hz= 0.93 se elige la gráfica de este valor.

Rz= $\frac{Mu}{.7 * b * h2 * f''c}$

Rz= 0.15
#cuadros= 6.09

ez= $\frac{Mu}{Pu}$

los valores para entrar en las gráficas
Rz= 0.15
e/h= 0.39

ez= 0.27
ez/hz= 0.39

El valor de obtenido de la gráfica es

q= 0.12

despejando de la fórmula $q = \rho \frac{f''c}{Fy}$ despejando ρ quedará :

$$\rho = q \frac{f''c}{Fy}$$

ρ= 0.00486

As= 13.60 cm^2

Dividido en dos caras tendremos un área por cara de :

Asc= 6.80 cm^2

La cual se cubrirá con :

varillas del		8	necesitamos	1.34	Pzas.
				2	Pzas.

Quedando un armado de :

as de la varilla = 5.07 cm2

2 # 8 por cara.

PROCESO 2

Revisando la capacidad de la sección tendremos que :

calculando la nueva q con el área de acero que hemos elegido

Para x:

As=	30.42	cm^2	dx/bx=	0.88
ρ=	0.011			
q=	0.27			
ex/hx=	0.65			
K=	0.32	de la tabla.		
Prx=	106.624	ton		

para z:

As=	20.28	cm^2	dz/hz=	0.93
ρ=	0.007			
q=	0.18			
ez/hz=	0.39			
K=	0.44			
Prz=	146.608	ton		

				área total
# total de varillas=	6	#	8	30.40 cm^2
PrO=	422.58	ton.		

Si evaluamos la fórmula de Breesler tendremos:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} - \frac{1}{Pr0} + \frac{1}{Prz}}$$

$$Pr = \frac{1}{0.00937875 - 0.0023664 + 0.00682091}$$

Pr= 72.29 ton

Haciendo la comparativa tendremos que:

Pr < Pu

No pasa

PROCESO 3

Si no pasa, cambiamos la q y revisamos las condiciones.

qx=	0.65				
qz=	0.5				
ρx=	0.026				
ρz=	0.020				
Ac=	2800	cm^2			
		varilla del	área	# varillas	# varillas real
Asxc=	36.83	8	5.07	7.27	8
Aszc=	28.33	8	5.07	5.59	6
Asxreal=	81.07	cm^2			
Aszreal=	60.80	cm^2			
ρxreal=	0.029				
ρzreal=	0.022				
qapx=	0.72		qapx=q con el armado propuesto en x		
qapz=	0.54		qapz=q con el armado propuesto en z		

Kx= 0.58
Ky= 0.77

calculamos las nuevas resistencias:

Prx= 193.256 ton
Prz= 256.564 ton
Pro= 690.73 ton

Por Bressler

$$Pr = \frac{1}{0.00517448 + 0.00389766 - 0.001447738}$$

Pr= 131.16 ton

Pr > Pu

Si pasa

* NOTA : SI LA DIFERENCIA ES MUY PEQUEÑA SE DEJA EL ARMADO
Si no pasa, se regresa al punto anterior.

c) Columna central (C-4 tercer nivel)

calculo de columnas			COLUMNA C-3 TERCER NIVEL		
Pux=	162.47	ton	Pux/Q =	81.23	ton
Puz =	159.24	ton	Puz/Q =	79.62	ton
Mux=	61.08	ton-m	Mux/Q =	30.54	ton-m
Muz=	67.97	ton-m	Muz/Q =	33.98	ton-m
f`c=	250	kg/cm^2	b=	45	cm
f*c=	200	kg/cm^2	B=	50	cm
f"c=	170	kg/cm^2	d=	70	cm
fy=	4200	kg/cm^2	r=	5	cm
Q =	2		h=	75	cm

PROCESO 1

Para x tenemos:

dx/hx= 0.90 se elige la gráfica de este valor.

$$Rx = \frac{Mu}{.7 * b * h2 * f"c}$$

Rx= 0.14
#cuadros= 5.48

los valores para entrar en las gráficas
Rx= 0.14
e/h= 0.75

$$ex = \frac{Mu}{Pu}$$

ex= 0.376
ex/hx= 0.75

El valor obtenido de la gráfica es:

q= 0.18

despejando de la fórmula $q = \rho \frac{f"c}{Fy}$ despejando ρ quedará :

$$\rho = q \frac{f"c}{Fy}$$

ρ= 0.00729

As= 27.32 cm^2

Dividido en dos caras tendremos una área de.

Asc= 13.66 cm^2

Lo cual se cubrirá con:

varillas del		8	necesitamos	2.70	pzas
				3.00	pzas

quedando un armado de :

as de la varilla = 5.07 cm2

3 # 8 por cara.

para z tenemos:

dz/hz= 0.93 se elige la gráfica de este valor.

$$Rz = \frac{Mu}{.7 * b * h2 * f"c}$$

Rz= 0.10

#cuadros= 4.06

$$\frac{Mu}{Pu}$$

ez=

los valores para entrar en las gráficas	
Rz=	0.10
e/h=	0.57

ez= 0.43

ez/hz= 0.57

El valor obtenido de la gráfica es:

q= 0.1

despejando de la fórmula $q = \rho \frac{f"c}{Fy}$ despejando ρ quedará :

$$\rho = q \frac{f"c}{Fy}$$

ρ=	0.00405	
As=	15.18	cm^2

Dividido en dos caras tendremos un área por cara de :

Asc=	7.59	cm^2

La cual se cubrirá con :

varillas del		8	necesitamos	1.50	pzas
				2	pzas

quedando un armado de :

as de la varilla =			5.07	cm2
2	#	8		por cara.

PROCESO 2

Revisando la capacidad de la sección tendremos que :

calculando la nueva q con el área de acero que hemos elegido

Para x:

As=	30.42	cm^2	dx/bx=	0.90
ρ=	0.008			
q=	0.20			
ex/hx=	0.75			
K=	0.24	de la tabla.		
Prx=	107.1	ton		

para z:

As=	20.28	cm^2	dz/hz=	0.93
ρ=	0.005			
q=	0.13			
ez/hz=	0.57			
K=	0.18			
Prz=	80.325	ton		

				área total
# total de varillas=	6	#	8	30.40 cm^2

PrO=	535.63	ton.

si evaluamos la fórmula de Breesler tendremos:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} - \frac{1}{Pr0} + \frac{1}{Prz}}$$

$$Pr = \frac{1}{0.00933707 - 0.00186695 + 0.012449424}$$

Pr= 50.20 ton

Haciendo la comparativa tendremos que:

Pr < Pu

No pasa

PROCESO 3

Si no pasa, cambiamos la q y revisamos las condiciones.

qx= 0.3
qz= 0.2

ρx= 0.012
ρz= 0.008

Ac= 3750 cm^2

		varilla del	área	# varillas	# varillas real
Asxc=	22.77	8	5.07	4.49	5
Aszc=	15.18	8	5.07	3.00	3

Asxreal= 50.67 cm^2
Aszreal= 30.40 cm^2

ρxreal= 0.014
ρzreal= 0.008

qapx= 0.33 qapx=q con el armado propuesto en x
qapz= 0.20 qapz=q con el armado propuesto en z

Kx= 0.35
Ky= 0.3

calculamos las nuevas resistencias:

Prx= 156.1875 ton
Prz= 133.875 ton
Pro= 625.02 ton

Por Bressler

$$Pr = \frac{1}{0.00640256 + 0.00746965 - 0.001599958}$$

Pr= 81.48 ton

Pr > Pu

Si pasa

* NOTA : SI LA DIFERENCIA ES MUY PEQUEÑA SE DEJA EL ARMADO
Si no pasa, se regresa al punto anterior.

d) Columna de borde (F-3 tercer nivel)

calculo de columnas			COLUMNA F-3 TERCER NIVEL	
Pux=	85.77	ton	Pux/Q =	42.88 ton
Puz =	91.86	ton	Puz/Q =	45.93 ton
Mux=	37.48	ton-m	Mux/Q =	18.74 ton-m
Muz=	54.58	ton-m	Muz/Q =	27.29 ton-m
f`c=	250	kg/cm2	b=	35 cm
f*c=	200	kg/cm2	B=	40 cm
f"c=	170	kg/cm2	d=	65 cm
Fy=	4200	kg/cm2	r=	5 cm
Q =	2		h=	70 cm

PROCESO 1

Para x tenemos:

dx/hx= 0.88 se elige la gráfica de este valor.

$$Rx = \frac{Mu}{.7 * b * h2 * f"c}$$

Rx= 0.14
#cuadros= 5.62

los valores para entrar en las tablas
Rx= 0.14
e/h= 1.09

$$ex = \frac{Mu}{Pu}$$

ex= 0.437
ex/hx= 1.09

El valor obtenido de la gráfica es:

q= 0.22

despejando de la fórmula $q = \rho \frac{f"c}{Fy}$ despejando ρ quedará :

$$\rho = q \frac{f"c}{Fy}$$

ρ= 0.00890

As= 24.93 cm^2

Dividido en dos caras tendremos una área de.

Asc= 12.47 cm^2

Lo cual se cubrirá con:

varillas del		8	necesitamos	2.46	pzas
				3.00	pzas

Quedándonos un armado de :

as de la varilla = 5.07 cm2

3 # 8 por cara.

para z tenemos:

dz/hz= 0.93 se elige la gráfica de este valor.

$$Rz = \frac{Mu}{.7 * b * h2 * f''c}$$

Rz= 0.12

#cuadros= 4.68

$$ez = \frac{Mu}{Pu}$$

los valores para entrar en las tablas
Rz= 0.12
e/h= 0.85

ez= 0.59

ez/hz= 0.85

El valor obtenido de la gráfica es:

q= 0.17

despejando de la formula $q = \rho \frac{f''c}{Fy}$ despejando ρ quedará :

$$\rho = q \frac{f''c}{Fy}$$

ρ=	0.00688	
As=	19.27	cm^2

Dividido en dos caras tendremos una área por cara de :

Asc=	9.63	cm^2

La cual se cubrirá con :

varillas del		8	necesitamos	1.90	pzas
				2	pzas

Quedándonos un armado de :

as de la varilla =			5.07	cm2
2	#	8		por cara.

PROCESO 2

Revisando la capacidad de la sección tendremos que :

calculando la nueva q con el área de acero que hemos elegido

Para x:

As=	30.42	cm^2	dx/bx=	0.88
ρ=	0.011			
q=	0.27			
ex/hx=	1.09			
K=	0.18	de la tabla.		
Prx=	59.976	ton		

para z:

As=	20.28	cm^2	dz/hz=	0.93
ρ=	0.007			
q=	0.18			
ez/hz=	0.85			
K=	0.2			
Prz=	66.64	ton		

				área total
# total de varillas=	6	#	8	30.40 cm^2
PrO=	422.58	ton.		

si evaluamos la formula de Breesler tendremos:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} - \frac{1}{Pr0} + \frac{1}{Prz}}$$

$$Pr = \frac{1}{0.01667334 - 0.0023664 + 0.015006002}$$

Pr= 34.11 ton

Haciendo la comparativa tendremos que:

Pr < Pu

No pasa

PROCESO 3

Si no pasa, cambiamos la q y revisamos las condiciones.

qx= 0.4
qz= 0.25

ρx= 0.016
ρz= 0.010

Ac= 2800

		varilla del	área	# varillas	# varillas real
Asxc=	22.67	8	5.07	4.47	5
Aszc=	14.17	8	5.07	2.80	3

Asxreal= 50.67 cm^2
Aszreal= 30.40 cm^2

ρxreal= 0.018
ρzreal= 0.011

qapx= 0.45 qapx=q con el armado propuesto en x
qapz= 0.27 qapz=q con el armado propuesto en z

Kx= 0.28
Ky= 0.27

calculamos las nuevas resistencias:

Prx= 93.296 ton
Prz= 89.964 ton
Pro= 511.97 ton

Por Bressler

$$Pr = \frac{1}{0.01071857 + 0.01111556 - 0.001953253}$$

Pr= 50.30 ton

Pr > Pu

Si pasa

* NOTA : SI LA DIFERENCIA ES MUY PEQUEÑA SE DEJA EL ARMADO
Si no pasa, se regresa al punto anterior.

Una vez terminado el diseño por flexocompresión se aclara que el armado se repetirá por cada 2 niveles, lo que quiere decir que el armado del primer nivel se repetirá en el segundo y el del tercero en el cuarto.

7.4.2 POR CORTANTE.

Para realizar el diseño por cortante, se utilizaron las columnas con que presentan los mayores cortantes por nivel; tomando el armado que resultó del diseño por flexocompresión, para determinar las resistencias y otras consideraciones. Como en el desarrollo del trabajo, solo se muestra el proceso de la primera columna, los subsecuentes se presentaran en tablas resumen.

a) Columna central (C-3 primer nivel)

1) Obtener los cortantes máximos asociados a su descarga axial.

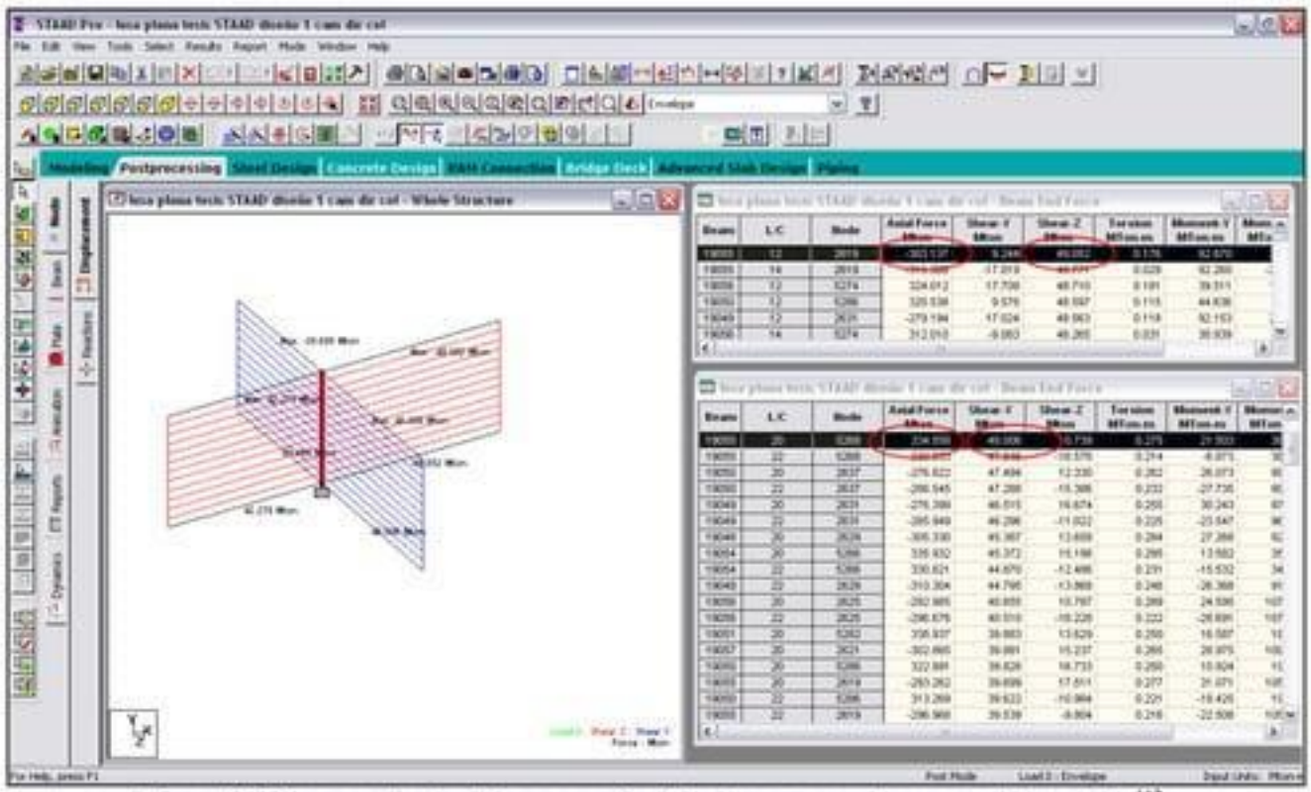


Figura 151. Fuerza cortante máxima en ambas direcciones con su descarga axial asociada.[112]

2) Revisar si la magnitud de la carga aplicada permite utilizar un factor de incremento en a resistencia de la sección, dado por:

$$P_U < F_R \left[0.7 f^*c A_g + 2000 A_S\right]$$

Donde:

Pu = Descarga axial ultima en kg.
F_R = Factor de resistencia (0.7).
f*c = 0.8 f´c.
Ag = Área de la sección de concreto.
As = Área de acero correspondiente al armado por flexocompresión.

Revisando:

Para x:

$$303{,}137_{kg/2} < 0.7\left[0.7 * 200_{kg/cm^2} * 3750_{cm^2} + 2000 * 172.38_{cm^2}\right] = 608{,}832_{kg}$$

$\therefore$ *si se utiliza el factor*

Para z:

$$334{,}558_{kg/2} < 0.7\left[0.7 * 200_{kg/cm^2} * 3750_{cm^2} + 2000 * 172.38_{cm^2}\right] = 608{,}832_{kg}$$

$\therefore$ *si se utiliza el factor*

3) Calcular el V_{CR} y el factor de incremento.

Para esto se revisará la cuantía que genera el armado, se hará por dirección (x y z), ya que solo se considera el acero que trabaja a tensión y se calculo el acero necesario por cada una.

Para x:

$$\rho_X = \frac{A_{S_{TENSIÓN}}}{b\,h}$$

En ambas direcciones:

$$\rho_X = \frac{11 * 5.07_{cm2}}{75_{cm} * 50_{cm}} = 0.0149$$

$$\rho_Z = \frac{8 * 5.07_{cm2}}{50_{cm} * 75_{cm}} = 0.0108$$

El V_{CR} está en función de la cuantía, por lo que:

Si $\rho < 0.015$; $V_{CR} = (F_R\ b\ d\ (0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c}) * (1 + 0.007\frac{P_U}{A_g})$

Si $\rho \geq 0.015$; $V_{CR} = (0.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{f^*c}) * (1 + 0.007\frac{P_U}{A_g})$

Donde:

$\left(1 + 0.007\frac{P_U}{A_g}\right)$ = Factor de incremento en la resistencia, debido a la descarga axial.

Ag = Área de la masa de concreto.

Calculando el V_{CR} para ambas direcciones:

Para x:

$$V_{CRX} = \left(0.7 * 75_{cm} * 45_{cm}\,(0.2 + 20 * 0.0149)\sqrt{200_{kg/cm^2}}\right) * \left(1 + 0.007\frac{303{,}137_{kg}/_2}{3750_{cm^2}}\right)$$

$$= 21.34_{ton}$$

Para z:

$$V_{CRZ} = \left(0.7 * 50_{cm} * 70_{cm}\,(0.2 + 20 * 0.0108)\sqrt{200_{kg/cm^2}}\right) * \left(1 + 0.007\frac{334{,}558_{kg}/_2}{3750_{cm^2}}\right)$$

$$= 18.91_{ton}$$

4) Calcular el V'_S en función de la separación entre estribos, y obtener el V_{RTOTAL} de la sección.

Debido a la separación que presentan las varillas del refuerzo por flexocompresión, las cuales no rebasan una separación de 15cm, la norma nos permite tener un solo estribo de 2 ramas; ya que si esta separación fuese mayor y no existiera refuerzo lateral entre una y otra, tendriamos que confinarlos con otro estribo o con grapas.

Para determinar el V'_S:

$$V'_S = \frac{F_R\, A_V\, f_y\, d}{S_{PROPUESTA}}$$

Donde:

Av = a_v #ramas.

a_v = Área de la varilla que compone el estribo.

Se proponen valores de la separación entre estribos, hasta encontrar aquella que en conjunto a la resistencia de la sección alcance a solventar la solicitación del cortante.

Para x:

Proponiendo una S = 30cm, se utilizaran estribos de 4 ramas del #3.

Av = 4 * (0.71cm^2) = 2.84cm^2.

$$V'_S = \frac{0.7 * 2.84_{cm^2} * 4200_{kg/cm^2} * 45_{cm}}{30_{cm}} = 12.52_{ton}$$

Calculando el V_{RTOTAL}:

$$V_{RTOTAL} = V_{CR} + V'_S$$

$$V_{RTOTALX} = 21.34_{ton} + 12.52_{ton} = 33.86_{ton} > {}^{48.006_{ton}}/_{2} \therefore si\ pasa\ con\ S = 30_{cm}$$

Para z:

Proponiendo una S = 30cm, se utilizaran estribos de 4 ramas del #3.

Av = 4 * (0.71cm^2) = 2.84cm^2.

$$V'_S = \frac{0.7 * 2.84_{cm^2} * 4200_{kg/cm^2} * 70_{cm}}{30_{cm}} = 19.48_{ton}$$

Calculando el V_{RTOTAL}:

$$V_{RTOTAL} = V_{CR} + V'_S$$

$$V_{RTOTALZ} = 18.91_{ton} + 19.48_{ton} = 38.39_{ton} > {}^{49.052_{ton}}/_{2} \therefore si\ pasa\ con\ S = 30_{cm}$$

El armado de la sección por cortante quedo:

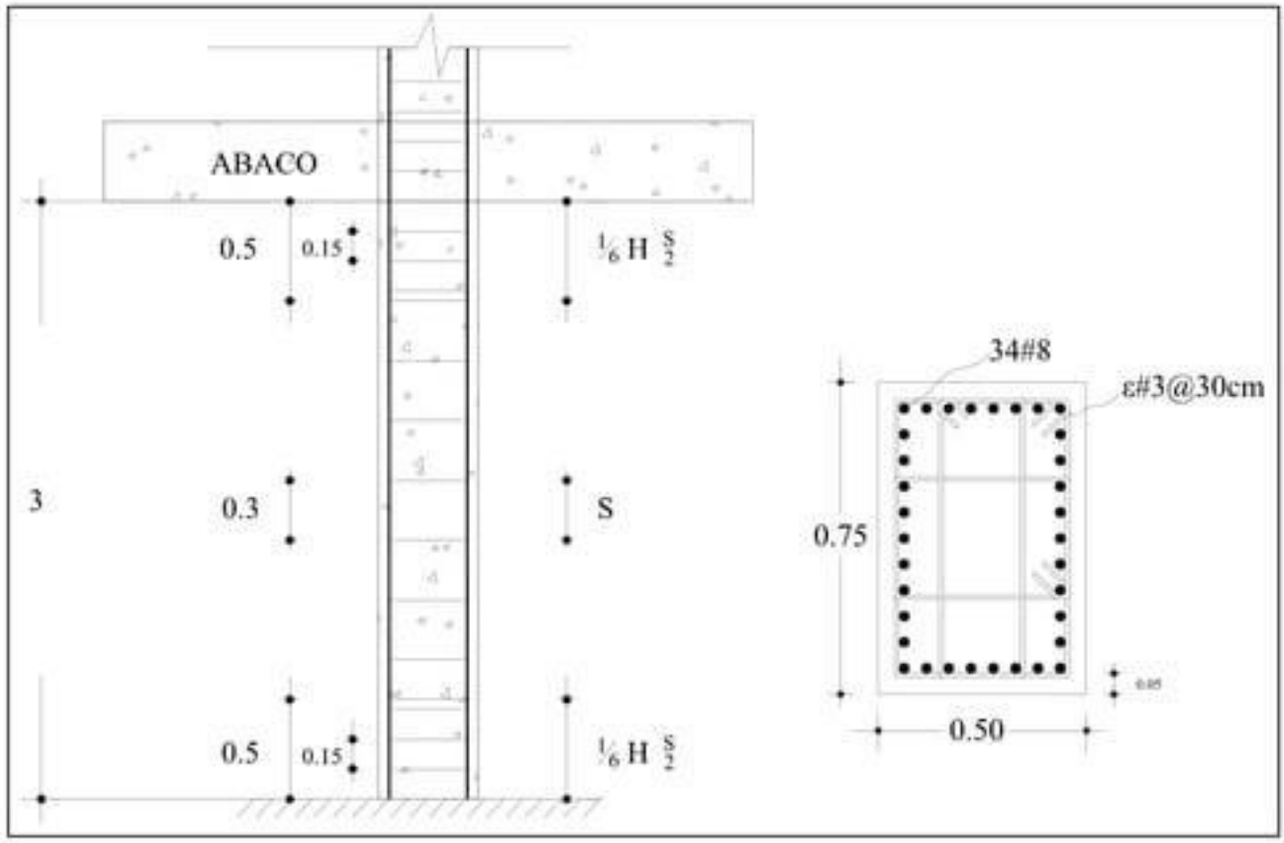


Figura 152. Armado de la columna por cortante, distribución de estribos.

b) Columna de borde (F-2 primer nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE BORDE F-2 PRIMER NIVEL

Vx =	27.943	ton	Vx/Q =	13.9715	ton
Vz =	37.637	ton	Vz/Q =	18.8185	ton
Px =	155.217	ton	Px/Q =	77.6085	ton
Pz =	175.307	ton	Pz/Q =	87.6535	ton
Q =	2				

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu	<	FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)		
En x :				
77,608.50	<	444,653.71	FACTOR	1.19402125

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:				
87,653.50	<	444,653.71	FACTOR	1.21913375

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

ρx=	0.0145	
ρz=	0.0109	
VCRx =	14.18	ton
VCRz =	13.09	ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:

utilizando estribos del numero		3	con	5	RAMAS	
Avx =	3.56	cm2				
con una separación propuesta de		30	cm			
V´sx =	12.22					
V_{RTOTX} =	26.40	ton	>	13.97	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero	3	con	2	RAMAS	
Avz =	1.43				

con una separación propuesta de			30	cm	
V´sz =	9.08				
V_{RTOTZ} =	22.17	ton	>	18.82	ton (Vu)

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

c) Columna central (D-3 segundo nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE CENTRAL D-3 SEGUNDO NIVEL

Vx =	45.066	ton	Vx/Q =	22.533	ton
Vz =	51.189	ton	Vz/Q =	25.5945	ton
Px =	231.792	ton	Px/Q =	115.896	ton
Pz =	225.123	ton	Pz/Q =	112.5615	ton
Q =	2				

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu	<	FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)		
En x :				
115,896.00	<	608,692.76	FACTOR	1.2163392

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:				
112,561.50	<	608,692.76	FACTOR	1.2101148

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

ρx=	0.0149	
ρz=	0.0108	
VCRx =	20.21	ton
VCRz =	17.45	ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:						
utilizando estribos del numero			3	con	4	RAMAS
Avx =	2.85	cm2				
con una separación propuesta de			30	cm		
V´sx =	12.57					
V_{RTOTX} =	32.78	ton	>	22.533	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero			3	con	4	RAMAS
Avz =	2.85					
con una separación propuesta de			30	cm		
V´sz =	19.55					
V_{RTOTZ} =	37.00	ton	>	25.5945	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

d) Columna de borde (F-2 segundo nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE BORDE F-2 SEGUNDO NIVEL

Vx =	29.21	ton	Vx/Q =	14.605	ton
Vz =	41.61	ton	Vz/Q =	20.805	ton
Px =	120.867	ton	Px/Q =	60.4335	ton
Pz =	133.659	ton	Pz/Q =	66.8295	ton
Q =	2				

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu	<	FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)		
En x :				
60,433.50	<	444,653.71	FACTOR	1.15108375

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:

66,829.50	<	444,653.71	FACTOR	1.16707375

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

ρx=	0.0145	
ρz=	0.0109	
VCRx =	13.67	ton
VCRz =	12.53	ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:

utilizando estribos del numero		3	con	5	RAMAS
Avx =	3.56 cm2				
con una separación propuesta de		30	cm		
V´sx =	12.22				
V_{RTOTX} =	25.89 ton	>	14.61	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero		3	con	2	RAMAS
Avz =	1.43				
con una separación propuesta de		30	cm		
V´sz =	9.08				
V_{RTOTZ} =	21.61 ton	>	20.81	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

e) Columna central (D-3 tercer nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE CENTRAL D-3 TERCER NIVEL

Vx =	35.846 ton	Vx/Q =	17.923 ton
Vz =	40.043 ton	Vz/Q =	20.0215 ton
Px =	160.912 ton	Px/Q =	80.456 ton
Pz =	157.737 ton	Pz/Q =	78.8685 ton
Q =	2		

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu	<	FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)		
En x :				
80,456.00	<	452,626.86	FACTOR	1.150184533

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:

78,868.50	<	452,626.86	FACTOR	1.1472212

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

px=	0.0068
pz=	0.0041
VCRx =	12.88 ton

VCRz = 11.17 ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:

utilizando estribos del numero	3	con	5	RAMAS	
Avx =	3.56 cm2				
con una separación propuesta de	30	cm			
V´sx =	15.71				
V_{RTOTX} =	28.59 ton	>	17.923	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero	3	con	3	RAMAS	
Avz =	2.14				
con una separación propuesta de	30	cm			
V´sz =	14.66				
V_{RTOTZ} =	25.84 ton	>	20.0215	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

f) Columna de borde (F-2 tercer nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE BORDE F-2 TERCER NIVEL

Vx =	23.284 ton	Vx/Q =	11.642 ton
Vz =	32.81 ton	Vz/Q =	16.405 ton
Px =	85.604 ton	Px/Q =	42.802 ton
Pz =	91.933 ton	Pz/Q =	45.9665 ton
Q =	2		

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu < FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)

En x :

42,802.00	<	359,526.86	FACTOR	1.107005

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:

45,966.50	<	359,526.86	FACTOR	1.11491625

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

ρx=	0.0090	
ρz=	0.0054	
VCRx =	10.23	ton
VCRz =	8.86	ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:

utilizando estribos del numero	3	con	5	RAMAS	
Avx =	3.56	cm2			
con una separación propuesta de	30	cm			
V´sx =	12.22				
V_{RTOTX} =	22.45	ton	>	11.64	ton (Vu)

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero	3	con	3	RAMAS	
Avz =	2.14				
con una separación propuesta de	30	cm			
V´sz =	13.62				
V_{RTOTZ} =	22.47	ton	>	16.41	ton (Vu)

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

g) Columna central (C-2 cuarto nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE CENTRAL C-2 CUARTO NIVEL

Vx =	22.401	ton	Vx/Q =	11.2005	ton
Vz =	30.528	ton	Vz/Q =	15.264	ton
Px =	76.762	ton	Px/Q =	38.381	ton
Pz =	76.162	ton	Pz/Q =	38.081	ton
Q =	2				

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu	<	FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)		
En x :				
38,381.00	<	452,626.86	FACTOR	1.071644533

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:

38,081.00	<	452,626.86	FACTOR	1.071084533

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

px=	0.0068	
pz=	0.0041	
VCRx =	12.00	ton
VCRz =	10.43	ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:

utilizando estribos del numero		3	con	5	RAMAS
Avx =	3.56 cm2				
con una separación propuesta de		30	cm		
V´sx =	15.71				
V_{RTOTX} =	27.71 ton	>	11.2005	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero		3	con	3	RAMAS
Avz =	2.14				
con una separación propuesta de		30	cm		
V´sz =	14.66				
V_{RTOTZ} =	25.10 ton	>	15.264	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

h) Columna de borde (D-4 cuarto nivel)

ARMADO POR CORTANTE COLUMNA DE BORDE D-4 CUARTO NIVEL

Vx =	16.518 ton	Vx/Q =	8.259 ton
Vz =	29.706 ton	Vz/Q =	14.853 ton
Px =	55.309 ton	Px/Q =	27.6545 ton
Pz =	52.988 ton	Pz/Q =	26.494 ton
Q =	2		

VERIFICANDO SI LA CARGA AXIAL APORTA RESISTENCIA:

Pu	<	FR (0.7 f*c Ag + 2000 As)		
En x :				
27,654.50	<	359,526.86	FACTOR	1.06913625

SE UTILIZARA EL FACTOR

En z:				
26,494.00	<	359,526.86	FACTOR	1.066235

SE UTILIZARA EL FACTOR

CALCULANDO EL V_{CR}

ρx=	0.0090	
ρz=	0.0054	
VCRx =	9.88	ton
VCRz =	8.47	ton

CALCULO DE LA SEPARACIÓN

Para x:

utilizando estribos del numero		3	con	5	RAMAS
Avx =	3.56 cm2				
con una separación propuesta de		30	cm		
V´sx =	12.22				
V_{RTOTX} =	22.10 ton	>	8.26	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

Para z:

utilizando estribos del numero		3	con	3	RAMAS
Avz =	2.14				
con una separación propuesta de		30	cm		
V´sz =	13.62				
V_{RTOTZ} =	22.09 ton	>	14.85	ton (Vu)	

LA SEPARACIÓN ES CORRECTA

CAPÍTULO VIII
"CONCLUSIONES"

8. CONCLUSIONES.

1) El sistema "losa plana" es una forma más de estructurar edificios de concreto, siempre y cuando se tomen las medidas pertinentes sobre el dimensionamiento de elementos que previenen las principales causas de falla como son el cortante por penetración y flexión.

2) Se aplicó con éxito un método más para analizar este tipo de estructuras (análisis comparativo).

3) Se logró el mismo comportamiento del edificio para los 2 programas, dado el hecho de que se modeló de forma diversa en cada programa.

4) Ya que se modeló y se analizó la estructura mediante ambos programas, se pudo ver el comportamiento de cada elemento desde los ábacos (platos) hasta las nervaduras en forma independiente, y se aplicó un mejor diseño comparándolo con los métodos anteriores (directo y estructura equivalente), ya que en estos se hace trabajar como marco rígido de concreto y se propone un refuerzo que se distribuye en franjas equivalentes, y con el modelado en el programa se pudo dar un armado más eficiente ya que se tienen los efectos propios de cada componente.

5) El diseño de algunos componentes de este sistema, se pueden realizar como en el estructurado a base de marcos rígidos, tales como son las nervaduras y columnas, porque al tener los efectos de cada componente es posible aplicar las formulas y criterios para vigas y columnas comprobando resistencias y obteniendo los armados.

6) El diseño de los ábacos se pudo realizar considerando su comportamiento como el de una zapata aislada, revisando sus fallas principales.

7) El comportamiento del edificio fue aceptable, esto se comprobó a través de la revisión de los desplazamientos máximos admisibles.

8) Y respondiendo a la hipótesis, se concluye que las diferencias entre los resultados de los análisis aplicados no fueron significativas, por lo tanto los resultados se consideran más confiables y se consiguió un diseño más óptimo para el edificio.

“BIBLIOGRAFÍA”

BIBLIOGRAFÍA

1) Gobierno del distrito federal, Normas las Técnicas Complementarias para diseño por sismo, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, Pág. 62.

2) Gobierno del distrito federal, Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, Pág. 5-6

3) IC, ingenieria y construcción. *Daños en edificación debido a terremotos.* http://www.facingyconst.blogspot.com/2007_07_30_archive.html.

4) Distrito Federal (México). Sismos de 1985, control de edificaciones, México, D.F. 1985 1988. 1988. Pág. 14.

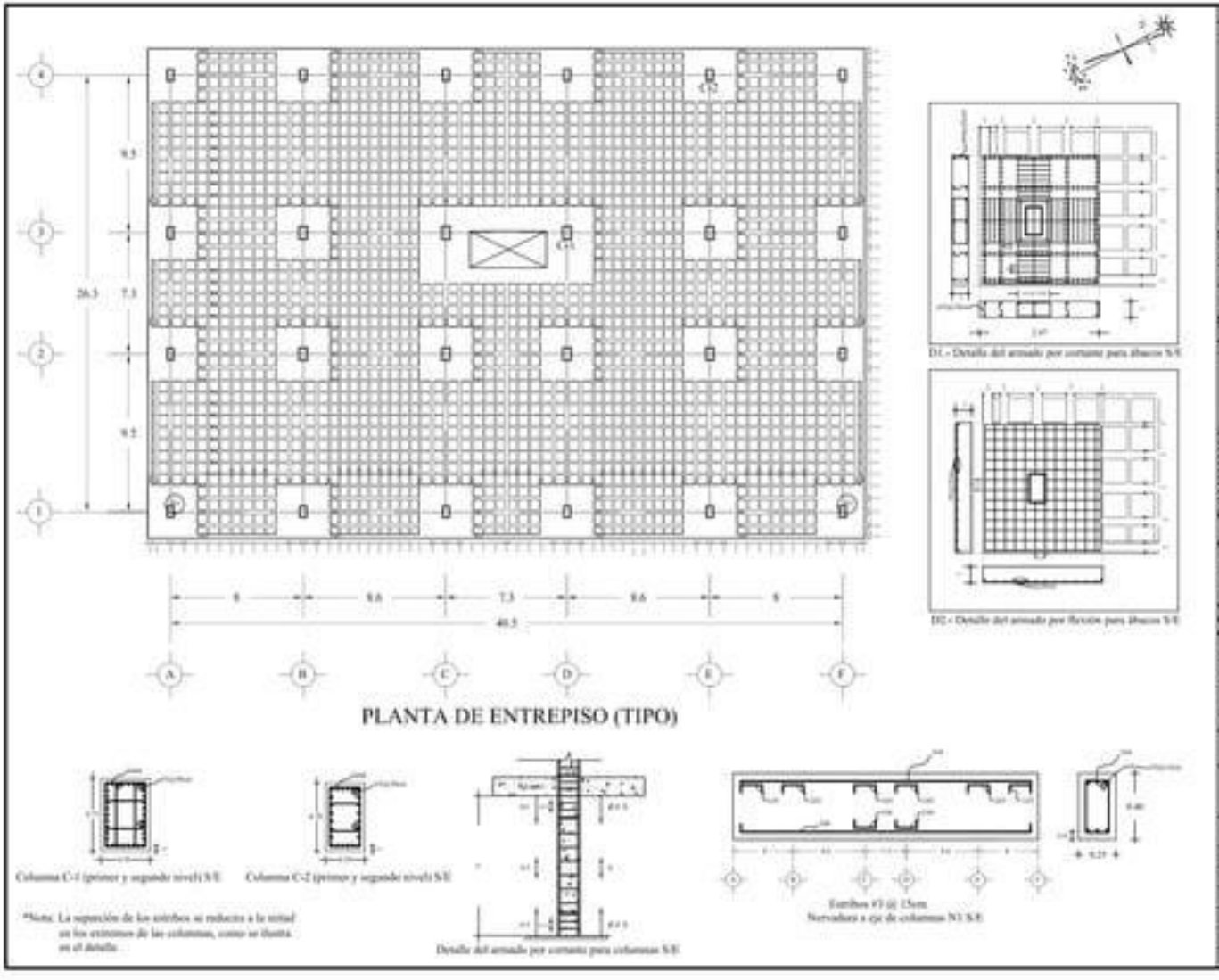
5) Munguia, L., Wong V., Vidal A. y Navarro M, La sismologia en México: 10 años después del temblor de Michoacán del 19 de Septiembre de 1985, Unión Geofisica Mexicana (Editores F. Medina, L. Delgado y G. Suárez),1995, México, Pág. 28-30

6) Fundación ICA. A.C, *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, Ed. Noriega Limusa, 1988, México, Pág. 94-97

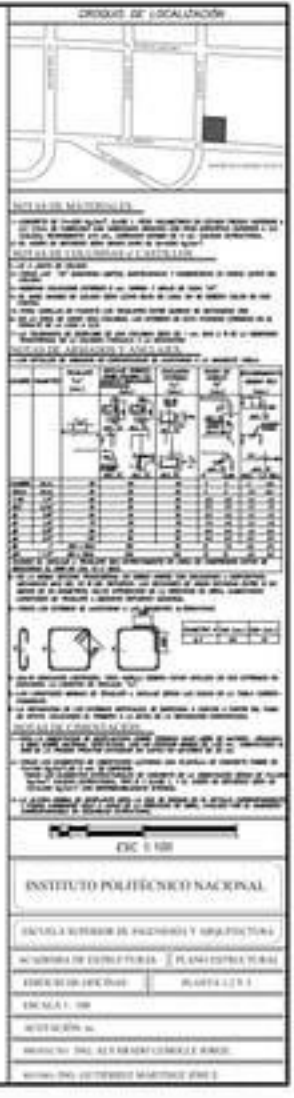
7) Gobierno del distrito federal, Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto 2004, décimo cuarta época, tomo I No. 103-BIS, Pág. 165

8) González Cuevas, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Cuarta edición, México, Editorial Limusa, Pág. 589.

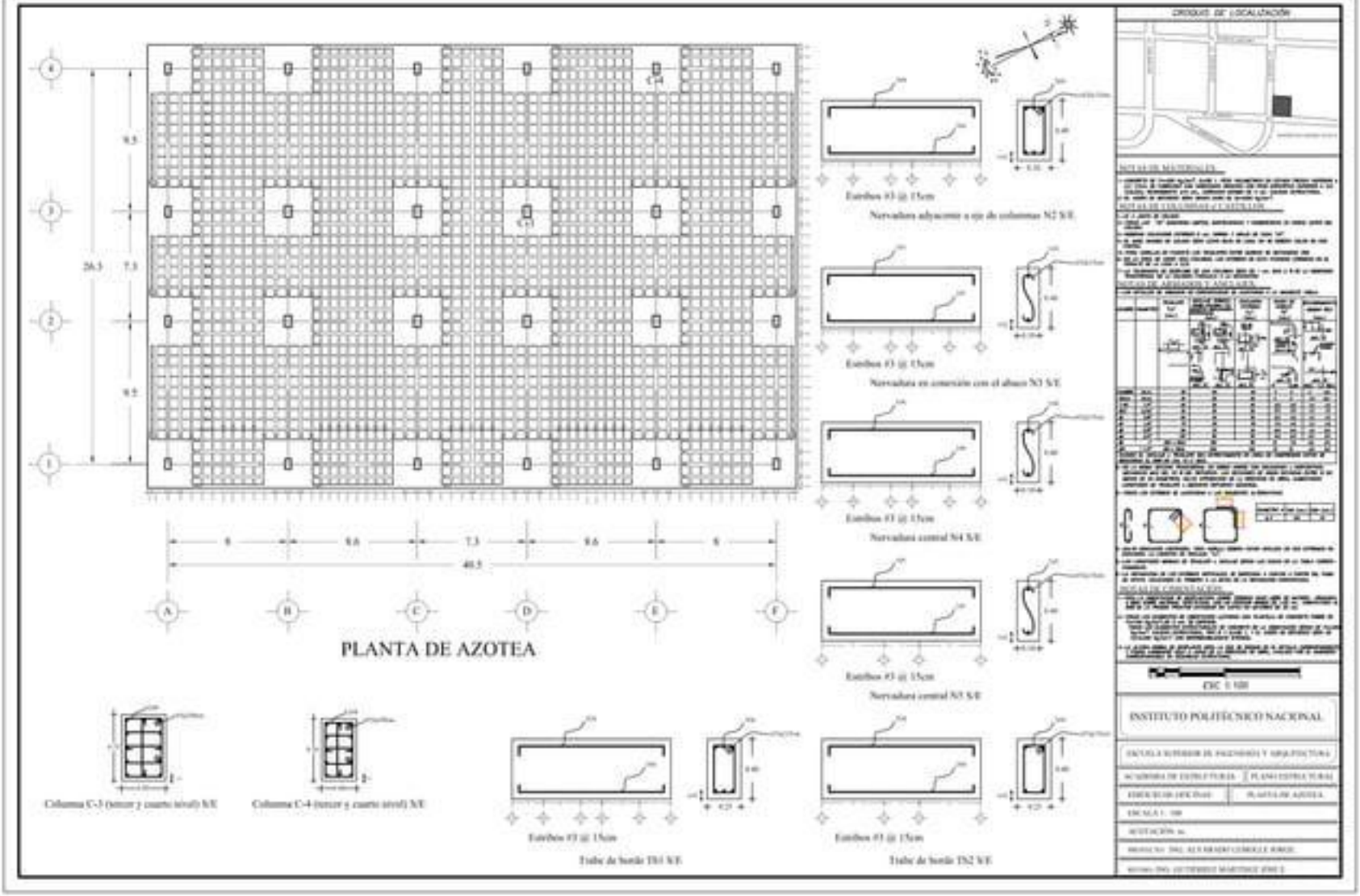
“ANEXOS”



PLANTA DE ENTREPISO (TIPO)
26.3
7.3
9.5
9.5
8
8.6
7.3
8.6
8
40.5
A
B
C
D
E
F
1
2
3
4
D1.- Detalle del armado por cortante para ábacos S/E
D2.- Detalle del armado por flexión para ábacos S/E
Columna C-1 (primer y segundo nivel) S/E
Columna C-2 (primer y segundo nivel) S/E
Detalle del armado por cortante para columnas S/E
Estribos #3 @ 15cm
Nervadura a eje de columnas N1 S/E
*Nota: La separación de los estribos se reducirá a la mitad en los extremos de las columnas, como se ilustra en el detalle.



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN
NOTAS DE MATERIALES
NOTAS DE COLUMNAS Y CASTILLOS
NOTAS DE ARMADOS Y ANCLAJES
NOTAS DE CIMENTACIÓN
INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL



PLANTA DE AZOTEA
Estribos #3 @ 15cm
Nervadura adyacente a eje de columnas N2 S/E
Estribos #3 @ 15cm
Nervadura en conexión con el abaco N3 S/E
Estribos #3 @ 15cm
Nervadura central N4 S/E
Estribos #3 @ 15cm
Nervadura central N5 S/E
Estribos #3 @ 15cm
Trabe de borde TS1 S/E
Estribos #3 @ 15cm
Trabe de borde TS2 S/E
Columna C-3 (tercer y cuarto nivel) S/E
Columna C-4 (tercer y cuarto nivel) S/E
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN
INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL